

## **Schlußbericht**

zum Forschungsvorhaben

### **Praxisgerechte Bemessung mehrseitig gelagerter, schlanker Beton- und Stahlbetonwände**

(Kurztitel: Beton- und Stahlbetonwände)

von

**Dr.-Ing. Rainer Grzeschkowitz**

**o. Prof. em. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Karl Kordina**

**cand. ing. Andreas Menzel**

**Braunschweig im Juli 1989**

**Gefördert vom Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau  
unter dem Geschäftszeichen B I 5 - 80 01 87 - 8**

**B I B L I O T H E K**  
**Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz**  
**der Technischen Universität Braunschweig**  
Beethovenstraße 52  
**D-3300 Braunschweig**

# Praxisgerechte Bemessung mehrseitig gelagerter, schlanker Beton- und Stahlbetonwände

Kordina, K., Grzeschkowitz, R. und Menzel, A.

## 1. Einleitung

Da Beton- und Stahlbetonwände aus wirtschaftlichen Erwägungen zunehmend schlanker ausgeführt werden, wobei verstärkt auch höhere Betongüten ausgenutzt werden, ist eine wirklichkeitsnahe Erfassung ihres Trag- und Verformungsverhaltens Voraussetzung für Sicherheit und Wirtschaftlichkeit dieser Bauteile. Der bisher in DIN 1045 enthaltene Bemessungsweg auf der Grundlage der Elastizitätstheorie erschien unter diesen Gesichtspunkten nicht hinreichend abgesichert; Eine Überprüfung schien geboten.

Aus diesem Grunde wurden in den Jahren 1977 bis 1985 in drei Teilprojekten 15 Beton- und Stahlbetonwände im Rahmen eines Forschungsvorhabens experimentell untersucht. Im Gegensatz zu früheren Untersuchungen sollten nun Wände mit praxisnahen Abmessungen sowie eindeutig definierten Lagerungs- und Lasteinleitungsbedingungen untersucht werden. Dies war Voraussetzung für eine Verifikation der Versuchsergebnisse mit Hilfe von Rechenprogrammen auf der Basis der Finiten Element Methode (FEM). Nachrechnungen der Versuche der ersten beiden Teilprojekte wurden u.a. in /1/ veröffentlicht.

Zwar sind der Fachwelt die Abschlußberichte der einzelnen Teilprojekte zugänglich /2,3,4/, doch sollte nun der Verständlichkeit halber ein Gesamtbericht entstehen, der die Ergebnisse einheitlich darstellt und durch umfangreiche rechnerische Untersuchungen mit Hilfe des FEM-Programms FIPSE /5/ eine Veröffentlichung in der Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton ermöglicht.

Die wesentlichen Ergebnisse dieser Untersuchungen sollen nun hier zusammenfassend dargestellt werden. Dazu gehören im Einzelnen:

- Ergebnisse der durchgeführten Versuche,
- Nachrechnung der durchgeführten Versuche,
- Studie des Trag- und Verformungsverhaltens von Beton- und Stahlbetonwänden,
- Überprüfung von Näherungsansätzen zur Bemessung von Beton- und Stahlbetonwänden.

2. Ergebnisse der durchgeführten Versuche

Der Ablauf jedes einzelnen Versuchs kann im einzelnen hier nicht dargestellt werden. Die Beschreibung des Versuchsstandes mit Lager- und Belastungskonstruktion ist den einzelnen Abschlußberichten bzw. dem Gesamtbericht zu entnehmen. Einen Überblick über die Hauptparameter der Versuchswände soll folgende Tabelle bieten:

Wand Nr.	gelagerte Ränder	Höhe H	Breite B	Dicke d	bezogene Lastaus- mitte e/d	Beton- festigkeit $f_p$ [MN/m <sup>2</sup> ]	E-Modul Beton [MN/m <sup>2</sup> ]	Gesamt- bewehrung		Trag- last [MN]
		[m]	[m]	[cm]				$\mu_w$ [%]	$\mu_l$ [%]	
W 1	4	3,00	3,00	10,71	0,09	25,2	23900	-	-	4,43
W 2	4	3,00	3,00	10,62	0,19	25,5	-	0,094 beidseitig	0,247	2,92
W 3	4	3,00	3,00	8,67	0,14	23,9	22000	0,115 beidseitig	0,302	2,50
W 4	4	3,00	3,00	8,64	0,20	20,0	21400	-	-	2,00
W 5	4	3,00	3,00	11,39	0,19	27,0	22100	-	-	3,40
W 6	4	3,00	3,00	10,39	0,20	17,0	20800	0,096 mittig	0,252	2,29
W 7	4	3,00	3,00	10,26	0,10	18,0	22700	0,098 mittig	0,258	3,48
W 8	4	3,00	3,00	10,29	0,10	15,0	19700	0,098 beidseitig	0,255	2,13
W 9	4	3,00	3,00	8,60	0,10	26,0	23900	-	-	3,13
W 10	4	3,00	3,00	8,69	0,10	29,0	23700	-	-	3,01
W 11	3	3,00	3,00	8,33	0,20	22,9	26100	0,143 mittig	0,157	1,53
W 12	3	3,00	3,00	8,41	0,10	38,4	31500	0,141 mittig	0,156	2,84
W 13	3	3,00	3,00	8,21	0,10	27,8	27200	-	-	2,96
W 14	4	4,60	2,30	8,41	0,20	33,4	29200	-	-	2,56
W 15	4	4,60	2,30	8,33	0,20	31,2	27000	0,060 mittig	0,265	2,94

Wandbewehrung: BSt 500/550

\*) Wand W 10 wurde durch zwei Risse vorgeschädigt

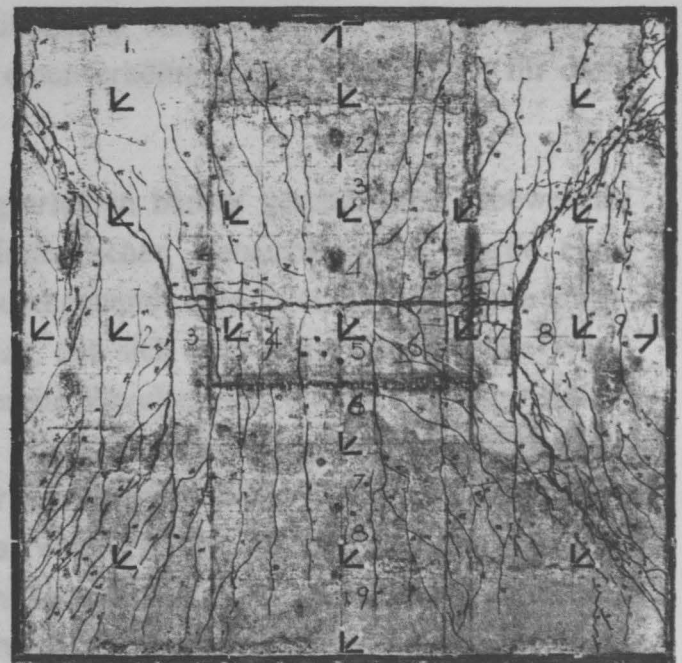
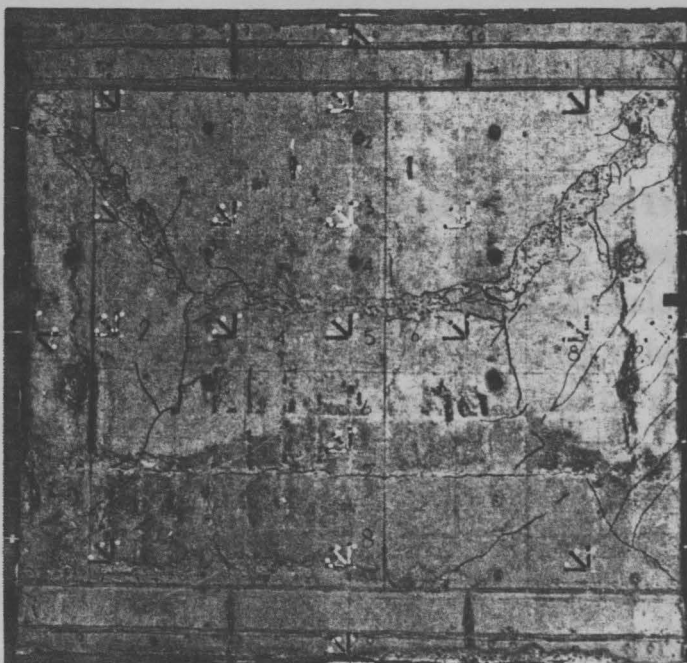
Tabelle 1: Hauptparameter der Versuchswände

Die Versuchswände lassen sich in die folgenden drei Gruppen einteilen und werden im Folgenden näher betrachtet:

- quadratische, 4-seitig gelenkig gelagerte Wände,
- rechteckige, 4-seitig gelenkig gelagerte Wände und
- quadratische, 3-seitig gelenkig gelagerte Wände.

## 2.1 Quadratische, 4-seitig gelenkig gelagerte Wände

Auch unbewehrte Wände scheinen ein großes Quertragvermögen zu haben. Im Vergleich zur 2-seitig gelagerten Wand steigt die Traglast durch die Halterung der vertikalen, unbelasteten Ränder auf etwa das Doppelte an. Der Lastabtrag erfolgt wie bei 2-achsig gespannten Platten über Längs- und Querbiegung, weil die Lagerungsbedingungen eine Ausdehnung der Wand in Querrichtung verhindern. Dabei versucht die Wand, die in ihr gespeicherte Energie an die vertikal gelagerten Ränder durch Druckstreben abzugeben. Die orthogonal dazu gehörenden Zugspannungen führen zu dem charakteristischen Rißbild. Die Entstehung von hohen Drillmomenten in den Wandecken führte in mehreren Fällen zu einem lokalen Versagen, wodurch schließlich der Bruch eintrat.



Risse und Bruchbild zu Wand W 3

Bild 1: Ansicht Druckseite

Bild 2: Ansicht Zugseite

Bereits eine geringe, symmetrisch angeordnete Bewehrung in Längs- und Querrichtung führt deutlich zu einer feineren Rißverteilung als sie bei unbewehrten Wänden gegeben ist. Die



Hauptrisse durchqueren die Wandzugseite im mittleren Drittel der Wandbreite in vertikaler Richtung, während sie in den äußeren Dritteln, ausgehend von den gelagerten Ecken, zunächst unter ca. 45° in Richtung des Wandmittelpunktes verlaufen. Durch den Einfluß der Hauptzugspannungen, die im mittleren Drittel der Wandhöhe nahezu horizontal verlaufen, findet eine Richtungsänderung dieser Risse statt; in den äußeren Dritteln verlaufen sie kreisförmig. Auch nach dem ersten Auftreten von breiten, vertikal über die ganze Wand verlaufenden Rissen war bei allen geprüften Wänden eine weitere Laststeigerung um ca. 30 % bis zum Bruch möglich. Trotz der Vertikalrisse ist es offensichtlich möglich, große Lastanteile zu den vertikalen Rändern hin abzutragen. Der Bruch tritt schlagartig in Form einer Bruchlinie auf. Bei weitgehend idealen Lagerungsbedingungen ähnelt der Verlauf der Bruchlinien den aus der Fließgelenktheorie für Platten bekannten Fließgelenklinien. Während vertikale Risse bereits bei ca. 70 % der Bruchlast auftreten, sind waagerechte Risse erst kurz vor dem Versagen der Wand, meist auf der Druckseite zu beobachten. Diese konzentrieren sich im mittleren Drittel der Wandhöhe.

Auch bei mittig bewehrten Wänden setzt die Reißbildung erst bei ca. 70 % der Bruchlast ein. Hierbei entstehen allerdings wenige breite Risse. Bezüglich der Verformbarkeit unterscheiden sich diese Versuchskörper nicht nennenswert von Wänden mit anderen Bewehrungsformen bzw. unbewehrten Wänden. Da bei mittiger Bewehrung nur 10 cm dicke Wände Berücksichtigung fanden, wäre aufgrund wirtschaftlicher Überlegungen zu untersuchen, wie sich so bewehrte Wände mit einer Dicke von nur 8 cm verhalten. Möglicherweise wird nämlich bei zunehmender Schlankheit durch Reißbildung unmittelbar der Bruch eingeleitet. Dieses Versagen ohne Vorankündigung würde einen erhöhten Sicherheitsbeiwert für diese Ausführungsformen erfordern.

Durch einen weiteren Versuch sollte das Tragverhalten bereits geschädigter unbewehrter Wände untersucht werden. Von zwei sonst identischen Versuchskörpern wurde einer "beschädigt", indem zwei planmäßige vertikale durchgehende Risse von 0,3 mm Breite künstlich erzeugt wurden. Da die Vermutung nahe lag, daß sich diese derart beschädigte Wand nahezu wie drei nebeneinandergestellte 1,0 m breite Wandstreifen verhält, hätte der Knicklängenbeiwert  $\beta$  deutlich anwachsen müssen. Ergebnis dieses Vergleiches war, daß die Bruchlast lediglich um ca. 15 % abnahm und der Knicklängenbeiwert  $\beta$  nur um ca. 10 % von 0,635 auf 0,70 anstieg. Daraus ist zu schließen, daß vorgeschädigte Wände zwar ein geringeres Gesamttragvermögen besitzen, aber dennoch ein Quertragvermögen haben, daß über das von 2-seitig gelagerten Wänden hinaus eine Steigerung der Gesamttraglast bewirkt.

## **2.2 Rechteckige, 4-seitig gelenkig gelagerte Wände**

Neue Erkenntnisse über das mehrwellige Beulen von Wänden mit einem Höhen/Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  konnten an zwei Versuchskörpern gewonnen werden.

Bereits mit Beginn der Belastung stellt sich eine zweiwellige symmetrische Beulfigur ein, die zunächst mit zunehmender Belastung deutlicher wird. Das Wellental in halber Wandhöhe und die zwei Wellenberge in den Viertelpunkten der Wandhöhe werden vor allem bei kleineren Lastausmitten deutlicher.

Der Lastabtrag erfolgt wie bei 2-achsig gespannten Platten über Längs- und Querbiegung. Die Biegezugfestigkeit wird durch das Querbiegemoment überschritten und es entsteht im Bereich der Wellenberge ein vertikaler Riß, der bei weiteren Laststeigerungen die ganze Wandhöhe durchquert. Der Verlust des Quertragvermögens leitet dann das plötzliche Durchschlagen des Wellentals in halber Wandhöhe ein, wodurch auch der Einfluß der Theorie 2. Ordnung wächst. Eine weitere Laststeigerung ist dennoch möglich. Die starke Zunahme der Drillmomente in den Wandecken führt zu einem lokalen Versagen, wodurch schließlich der Bruch eintritt.

Durch die Anordnung einer orthogonalen Bewehrung ist es möglich, die Querbiegesteifigkeit geringfügig zu erhöhen und damit eine etwas größere Lastabtragung zu den vertikalen Rändern zu ermöglichen. Da aber das lokale Versagen der Wandeckbereiche das Gesamtversagen der Wand einleitet, sollten hier wie bei Platten Eckzulagen zur Steigerung der Drillsteifigkeit eingelegt werden.

## **2.3 Quadratische, 3-seitig gelenkig gelagerte Wände**

Untersucht wurden zwei mittig bewehrte und eine unbewehrte Wand. Derartige Wände weisen gegenüber den geltenden Bemessungsverfahren nach DIN 1045 Abschnitt 25.5 ein wesentlich günstigeres Trag- und Verformungsverhalten auf. Es liegt allerdings deutlich unter jenem der 4-seitig gelagerten Wände. Grund für das erhöhte Tragvermögen ist vermutlich auch hier ein Querabtrag, der aus der Plattenwirkung der Wand resultiert, wodurch Lastanteile dem vertikal gelagerten Rand zugeleitet werden.

Unbewehrte Wände weisen gegenüber bewehrten Wänden kaum geringere Traglasten auf. Die Verformbarkeit ist bei mittig bewehrten Wänden allerdings größer.

Eine größere Lastausmitte führt bereits bei kleinen Lasten zu großen Ausbiegungen des freien Randes, wodurch der Einfluß der Theorie 2. Ordnung mit zunehmender Last schneller zum Tragen kommt. Bei nur kleinen Lastausmitten spielen geometrische und stoffbedingte

Imperfektionen eine große Rolle.

Vermutlich durch Spannungskonzentrationen in den Ecken zum gelagerten vertikalen Rand ergibt sich ein Bruchbild wie bei einer 3-seitig gelenkig gelagerten Platte, bei der zunächst ein Riß unter  $45^\circ$  von den beidseitig gelenkig gelagerten Ecken, dann horizontal zum freien Rand hin verlaufend das Versagen bestimmt.

Gegenüber 4-seitig gelagerten Wänden ergab die Untersuchung der 3-seitig gelagerten Wände stets ein Stabilitätsversagen. Da das Versagen ohne jegliche Vorankündigung sofort bei der Rißbildung eintritt, muß bei der Bemessung derartig gelagerter Wände in der Praxis ein ausreichendes Sicherheitsmaß eingehalten werden.

Da die Drillsteifigkeit der Ecken zum gelagerten vertikalen Rand die Traglast beeinflusst, könnte durch die Anordnung einer Drillbewehrung, wie bei drillsteifen Platten, eine traglaststeigernde Wirkung erzielt werden, da hier im Bereich kritischer Lasten durch eine Verbesserung des Lastabtrags Traglastreserven mobilisiert werden. Durch eine verstärkte Bewehrung entlang der Ränder und durch Anordnung einer verstärkten Querbewehrung dürfte vor allem das Verformungsverhalten günstig beeinflusst werden.

### 3. Nachrechnung der durchgeführten Versuche

Um die Güte des FEM-Programms FIPSE /5/ zu überprüfen, das für umfangreiche Serienrechnungen genutzt werden sollte, wurden die 15 Versuche nachgerechnet.

In den sogenannten Standardrechnungen wurden die an Nebenkörpern ermittelten E-Moduli und Prismenfestigkeiten des Betons berücksichtigt. Die Stauchung im Scheitel  $\epsilon_{bs}$  wurde konstant auf 2,4 mm/m gesetzt, die Betonzugbruchdehnung auf  $0,1 \cdot \epsilon_{bs}$ . Die konsolartige Ausbildung der belasteten Ränder sowie die Bewehrung aller Ränder wurden nicht berücksichtigt.

Die Rechnungen lieferten zwar im Bezug auf die Traglast recht gute Übereinstimmung mit den Versuchen, jedoch wurden die Ausbiegungsverläufe bis auf jene der 3-seitig gelagerten Wände noch nicht ausreichend wiedergegeben.

Einen Überblick über die Versuchstraglasten  $F_u$  und die Rechenergebnisse  $F_T$  der Standardrechnungen sollen folgende drei Tabellen bieten:

Wand	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 1	4,20	4,43	0,948
W 2	3,18	2,92	1,087
W 3	2,50	2,50	1,000
W 4	1,60	2,00	0,800
W 5	2,70	3,40	0,794
W 6	2,24	2,29	0,978
W 7	3,45	3,48	0,991
W 8	2,55	2,13	1,197
W 9	2,90	3,13	0,927
W 10	3,15	3,01	1,047

Mittelwert = 0,977, Standardabweichung = 0,122

Tabelle 2: 4-seitig gelagerte Wände,  $h/b=1,0$

Wand	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 11	1,45	1,53	0,948
W 12	3,60	2,84	1,268
W 13	2,55	2,96	0,861

Mittelwert = 1,026, Standardabweichung = 0,214

Tabelle 3: 3-seitig gelagerte Wände,  $h/b=1,0$

Wand	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 14	1,55	2,56	0,605
W 15	1,45	2,49	0,582

Mittelwert = 0,594, Standardabweichung = 0,016

Tabelle 4: 4-seitig gelagerte Wände,  $h/b=2,0$

Sucht man nach den Ursachen der Abweichungen der Verformungsberechnungen gegenüber den Versuchswerten und betrachtet man den Ursprung der Last-Verformungskurve, stellt man fest, daß die meisten Nachrechnungen die gleiche Ursprungssteifigkeit aufweisen wie die Versuche. Es scheint, daß die Steifigkeitsminderungen aufgrund der nichtlinearen Verformungseigenschaften des Betons und die Rißbildung unter zunehmenden Lasten von den in FIPSE /5/ implementierten Werkstoffgesetzen nur unzureichend wiedergegeben werden und hierin die Ursachen der Abweichungen zumindest zum Teil zu suchen sind.

Weitere Rechnungen sollten durch Variation von Spannungs-Dehnungs-Gesetzen und

Rißbildungen eine bessere Anpassung an das Trag- und Verformungsverhalten der Versuchsergebnisse liefern. Hierbei wurden teilweise auch die Konsole und die Randbewehrung berücksichtigt. Es zeigte sich, daß unter diesen detaillierten Annahmen die Last-Verformungskurve bei einigen Wänden eine akzeptable Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch lieferte.

Bei den 4-seitig gelagerten Wänden mit einem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  stand die Erfassung des Durchschlagens der zweiwelligen Ausbiegungsfigur in eine einwellige im Vordergrund. Die Standardrechnungen lieferten hier deutlich zu kleine Traglasten und auch die Ausbiegungen blieben, da nahezu linear, deutlich unter denen der Versuche. Erst die Berücksichtigung von Konsolen und Randbewehrung sowie Variation anderer Parameter bestätigte den Durchschlageffekt auch in der Rechnung. Die Traglasten konnten dadurch gut nachvollzogen werden, die Verformungen blieben allerdings hinter den Versuchswerten zurück.

Es zeigte sich, daß trotz der Schwächen bei der Wiedergabe des Verformungsverhaltens das Programm FIPSE /5/ für die Serienrechnungen eingesetzt werden kann, sofern nur Traglasten zu ermitteln sind.

#### **4. Studie des Trag- und Verformungsverhaltens von Beton- und Stahlbetonwänden**

Mit insgesamt 263 Traglastrechnungen wurden Traglasten an 3- und 4-seitig gelagerten Wänden ermittelt. Für die Entwicklung eines Näherungsverfahrens dienten davon 240 Serienrechnungen (96 an 3-seitig und 144 an 4-seitig gelagerten Wänden), wobei den Wänden beidseitige symmetrische Bewehrung unterstellt wurde. 15 Vergleichsrechnungen sollten den Einfluß mittig angeordneter Bewehrung beurteilen helfen und mit 8 weiteren Vergleichsrechnungen sollte der Einfluß der Elementform, der Systemwahl und der Systemteilung auf die Traglast der Wände aus den Serienrechnungen untersucht werden.

Bei konstanter Wandhöhe  $h=3,0$  m wurden die Wandbreite ( $b=1,50$  bis  $6,0$  m), die Wanddicke ( $d=15$  und  $20$  cm), die parabolische Lastausmitte ( $e/d=0,10$ ;  $0,20$  und  $0,50$ ), der Längsbewehrungsanteil ( $\mu_l=0,30$  und  $0,60$  %) und das Verhältnis Quer-/Längsbewehrung ( $\mu_w/\mu_l=0,20$ ;  $0,50$  und  $1,00$ ) variiert. Zusätzlich wurden zur besseren Darstellung der Zusammenhänge Traglasten für  $10$  cm dicke Wände für eine Parameterauswahl ermittelt.

Da diese Rechnungen auf der Hochschulrechenanlage der TU Braunschweig durchgeführt wurden, sah man sich Benutzereinschränkungen gegenübergestellt, die die Bearbeitungszeit dieser Vielzahl von Traglastrechnungen erheblich verlängerte. Außerdem mußten zunächst Programme erstellt werden, die einen entsprechenden Datensatz für die FEM-Rechnung generiert und das umfangreiche Ergebnis nur einer Rechnung (bis zu 165 Seiten) zur Auswertung in eine kürzere Form mit den wichtigsten Ergebnissen überführt. Zur Ermittlung nur

einer Traglast waren ca. drei Rechenläufe erforderlich, was dazu führte, daß in Wirklichkeit ca. 800 Traglastrechnungen ausgeführt werden mußten.

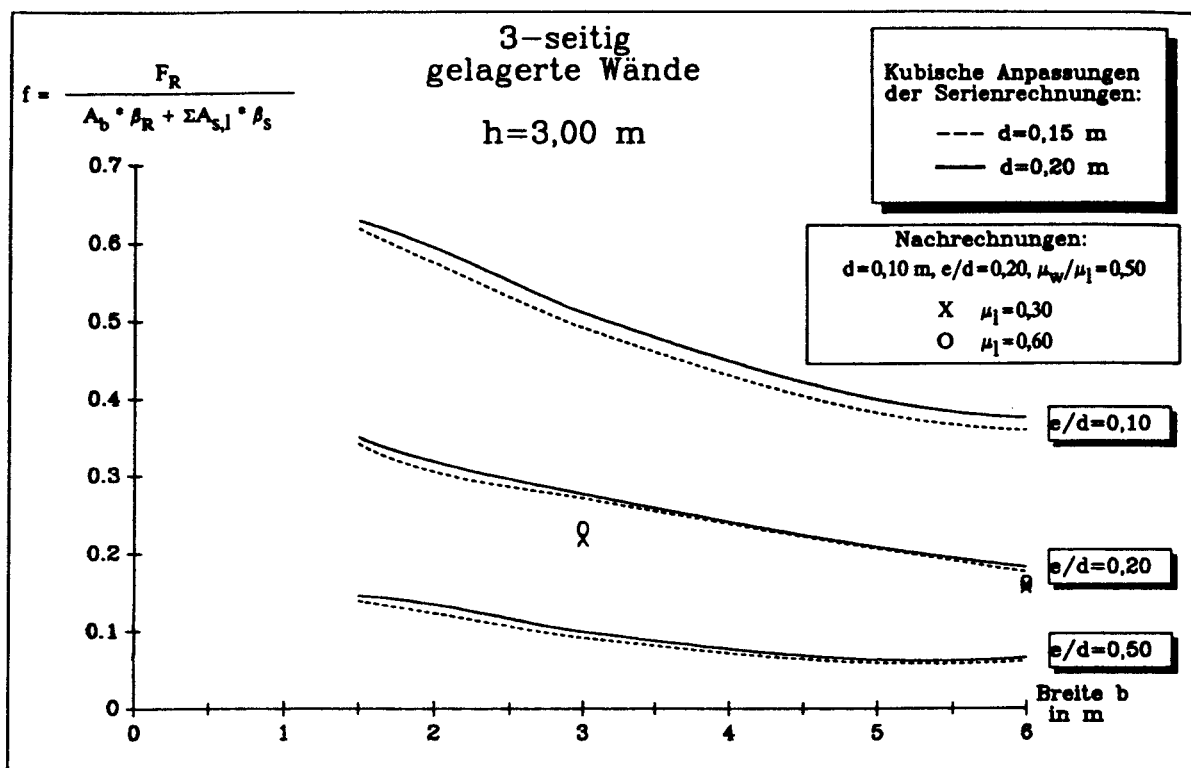
Aus den Ergebnissen der Serienrechnungen wurden Traglastkurven entwickelt, die die Abhängigkeit einzelner Einflußgrößen aufzeigen sollten.

Die Vergleichsrechnungen zur Systemteilung ergaben, da in den Serienrechnungen ausschließlich am 1/2-System gerechnet wurde, gegenüber Rechnungen am ganzen System kaum geringere Traglasten. Dagegen wuchs der Traglastabfall bei Rechnungen am 1/4-System auf bis zu 11 % an.

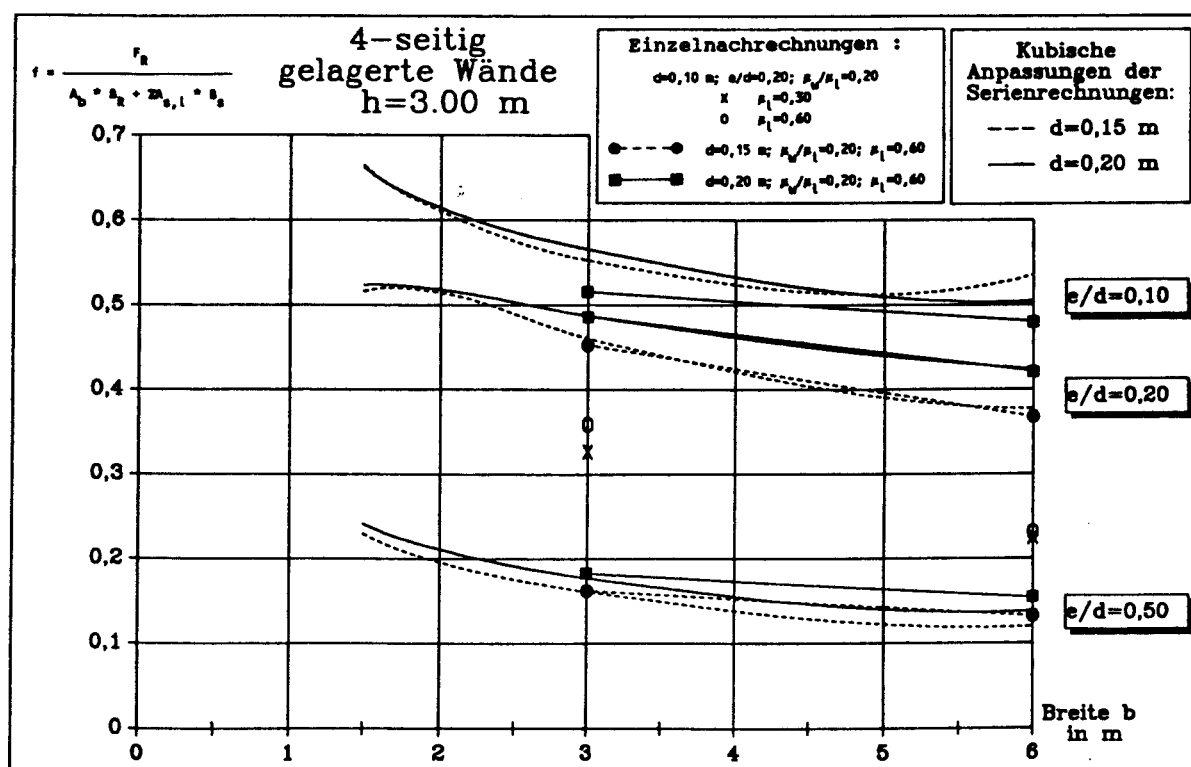
Vergleichsrechnungen zur Elementform konnten aufgrund der zeitaufwendigen Rechnungen nicht in genügendem Maße untersucht werden.

Die Vergleichsrechnungen mit mittiger Bewehrung ergaben, daß schmale, mittig bewehrte Wände ein nur unwesentlich geringeres Tragvermögen gegenüber beidseitig symmetrisch bewehrten Wänden aufweisen. Mit zunehmender Breite wurden die Traglastunterschiede gegenüber beidseitig symmetrisch bewehrten Wänden jedoch deutlicher. So ergab die Rechnung bei einer 3-seitig gelagerten 6,00 m breiten Wand ein um ca. 16 % geringeres Tragvermögen gegenüber der beidseitig bewehrten Wand mit gleicher Gesamtbewehrung.

Die zwei Traglastdiagramme in Bild 3 und Bild 4 enthalten Traglastkurven für verschiedene Lastausmitten  $e/d$  (0,10; 0,20; 0,50) und verschiedene Wanddicken  $d$  (0,15 m; 0,20 m) bei 3- und 4-seitig gelagerten Wänden. Zusätzlich sind Ergebnisse von Einzelnachrechnungen an 10, 15 und 20 cm dicken Wänden eingetragen. Wie zu ersehen ist, ergeben sich bei 3-seitig gelagerten Wänden recht annehmbare Kurven, deren Streubereiche bei unterschiedlichen Quer-/Längsbewehrungsanteilen gering ist. Bei den 4-seitig gelagerten Wänden treten jedoch große Streuungen auf. Gerade bei kleinen Lastausmitten sind diese vergleichsweise groß, wobei hinzukommt, daß eine geringere Querbewehrung teilweise zu höheren Traglasten führen kann. Möglicherweise hängt es von Zufälligkeiten ab, ob eine Wand infolge Erreichens der Querschnittstragfähigkeit unter vertikaler Beanspruchung oder mangels einer Drillbewehrung in den Wandecken trotz höherer Querbewehrung früher versagt. Bemerkenswert ist, daß 15 cm dicke Wände bei 6,0 m Breite höhere bezogene Traglasten aufweisen als 20 cm dicke Wände. Dies könnte darauf hinweisen, daß sich bei 6,0 m Breite der parabolisch angenommene Verlauf der planmäßigen Ausmitte bei 15 cm dicken Wänden - fast mittiger Lastangriff in Nähe der lotrechten Ränder - deutlicher als bei 20 cm dicken Wänden auswirkt.



**Bild 3:** Kubische Anpassung der bezogenen Traglasten 3-seitig gelagerter Wände in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$  (Serienrechnungen) und ein Vergleich zu Einzelnachrechnungen an 10 cm dicken Wänden



**Bild 4:** Kubische Anpassung der bezogenen Traglasten 4-seitig gelagerter Wände in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$  (Serienrechnungen) und ein Vergleich zu Einzelnachrechnungen an 10, 15 und 20 cm dicken Wänden



Interessant sind in diesem Zusammenhang auch Vergleiche zwischen den Ergebnissen von /1/ und den hier dargestellten kubischen Anpassungskurven. Bei 4-seitig gelagerten Wänden waren nach den approximierten Kurven bis zu 105 % größere Traglasten gegenüber /1/ möglich. Daraufhin wurde mit FIPSE /5/ diese unwahrscheinlich große Abweichung untersucht, indem die Datensätze nach den Parametern von /1/ erzeugt wurden. Die genaueren Rechnungen ergaben schließlich nur noch Abweichungen bis zu 12 %. Auffallend war dabei, daß größere Lastausmitten  $e/d$  die Abweichungen erheblich vergrößern.

Es ist festzustellen, daß durch die kubische Approximation zu viele Informationen aus den Serienrechnungen verloren gehen. Auch der Umfang der Serienrechnungen mußte auf wenige Parametervariationen beschränkt werden. So wurden beispielsweise keine größeren Schlankheiten als  $h/d=20$  untersucht. Die beiden Traglastdiagramme sind daher als Grundlage für ein Näherungsverfahren ungeeignet.

## **5. Überprüfung von Näherungsansätzen zur Bemessung von Beton- und Stahlbetonwänden**

DIN 1045 enthält im Abschnitt 25.5 ein Rechen- und Bemessungsverfahren für mehrseitig gelagerte Wände. Je nach Art der Aussteifung der Wände ist die Knicklänge  $h_k$  in Abhängigkeit von der Geschoßhöhe  $h_s$  nach der Gleichung

$$h_k = \beta \cdot h_s \quad (1)$$

in Rechnung zu stellen. Der Beiwert  $\beta$  ist je nach Lagerung der Wände und entsprechend dem Verhältnis der Geschoßhöhe  $h_s$  zur Wandbreite  $b$  zu ermitteln. Mit der so ermittelten Knicklänge  $h_k$  wird ein Knicksicherheitsnachweis an einer Ersatzstütze geführt. Das Stabilitätsproblem des Flächentragwerks Wand wird also durch den Beiwert  $\beta$  auf das Stabilitätsproblem des Stabtragwerks Stütze reduziert. Trotz der Schwächen dieses Verfahrens, auf die im Abschlußbericht näher eingegangen wird, gibt es zur Zeit kein überlegeneres Konzept, welches auf ähnlich einfach Art und Weise zu einer praxisgerechten Bemessung führt.

Als Ergebnis der Serienrechnungen wurden letztendlich drei approximierte Traglastkurven mit unterschiedlichen  $e/d$ -Verhältnissen gefunden (Bild 3 und Bild 4). In weiteren Rechnungen wurden Traglasten 1,0 m breiter Stützen unter Verwendung des Programms STBSTG /6/ mit den Spannungsdehnungslinien nach DIN 1045 ermittelt. Dabei wurden auch Traglastrechnungen mit den 1,5-fachen  $e/d$ -Verhältnissen berücksichtigt, da diese wegen des parabolisch angesetzten Lastausmittenverlaufs bei den Wandversuchen und den Serienrechnungen den wahren Lastausmitten in Wandmitte bzw. bei 3-seitig gelagerten Wänden am freien Rand besser entsprechen.

Die Forderung an das Näherungsverfahren ist, daß die Ersatzstütze die gleiche Traglast aufweist wie die entsprechende Wand. Das heißt, daß für eine Wand mit einer gewählten Breite  $b$  (die Höhe entsprach immer  $h=3,0$  m) und einer der drei bezogenen Lastausmitten die Traglast abgegriffen wird. Nun wird in den Traglastkurven der Stützen diejenige Knicklänge ermittelt, die zur selben Traglast führt. Der Knicklängenbeiwert  $\beta$  ergibt sich dabei aus dem Quotienten Knicklänge/Wandhöhe.

$$\beta = s_k(\text{Stab}) / h(\text{Wand}) \quad (2)$$

Hierzu ein Beispiel:

Für eine 3-seitig gelagerte Wand mit den Parametern  $b=1,5$  m,  $d=0,15$  m,  $e/d=0,1$ ,  $\mu_1=0,3$  % und  $\mu_w/\mu_1=0,50$  wurde eine Traglast von 3,35 MN ermittelt. Da den Stützenrechnungen eine Breite von 1,0 m zugrundegelegt wurden, muß die Traglast der Wand noch durch die Breite geteilt werden. Die 1,0 m breite Stütze müßte also eine Traglast von  $F_R=3,35/1,5=2,23$  MN/m aufweisen. Diese Forderung erfüllt eine 2,46 m hohe Stütze mit gleichem Bewehrungsgehalt, gleicher Lastausmitte, usw.. Der Knicklängenbeiwert wird damit  $\beta=2,46/3,00=0,82$ . Nach DIN 1045 ergibt sich allerdings der Beiwert zu 0,69. Mit den Ergebnissen der Serienrechnungen erhält man somit einen um etwa 19 % höheren Beiwert.

Wie schon im vorigen Kapitel angesprochen, scheitert der Versuch einer Vereinfachung der Traglastermittlung von Wänden mit dem hier verwendeten Rechenwege und Rechenprogramm auf Grund von je drei Kurven für die 3- und 4-seitige Lagerung wegen der großen Streuungen und der daraus resultierenden Ungenauigkeiten. Wegen dieser Streuungen konnte ohne umfangreiche weitere Studien mit diesen Kurven auch nicht der prinzipiell mögliche Weg zur Ermittlung verbesserter Beiwerte  $\beta$  beschritten werden. Die Umsetzung des oben gezeigten Vorgehens für alle 240 Einzelergebnisse und die anschließende Zusammenfassung in zwei Kurven für Knicklängenbeiwerte für 3- und 4-seitig gelagerte Wände ist außerordentlich aufwendig und war im finanziellen Rahmen dieses Forschungsvorhabens nicht möglich.

Aus den Versuchsbeobachtungen ist die Empfehlung abzuleiten, daß bewehrte Wände unter vergleichsweise hohen Lasten eine zusätzliche Eckbewehrung erhalten sollten - ähnlich der Drillbewehrung in den Ecken von Stahlbetonplatten. Eine Verstärkung der Querbewehrung deutlich über das in DIN 1045 geforderte Maß von  $1/5$  der Längsbewehrung erhöht die Traglast nicht in der an sich zu erwartenden Weise - wie die Nachrechnungen zeigen.

Im übrigen kann der in DIN 1045 (7.88) angegebene Bemessungsweg beibehalten werden.

## **6. Literatur**

- /1/ Bergmann, V., Mehlhorn, G. und Schäfer, H.G.: Ermittlung der Tragfähigkeit schlanker, stabilitätsgefährdeter Platten und Wände aus Stahlbeton. Forschungsbericht, Institut für Massivbau, TH Darmstadt, Heft Nr. 49, 1984.**
- /2/ Timm, R.: Stabilität von Betonwänden, 1. Stufe. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1979.**
- /3/ Kiel, M.: Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände, 2. Stufe. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1982.**
- /4/ Bozorgzadeh, M.E., Grzeschkowitz, R. und Schönhoff, B.: Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände, 3. Stufe. Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1986.**
- /5/ Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. Dissertation, TU Braunschweig, 1987.**
- /6/ Olsen, P.C.: Benutzeranleitung für die Programme STBSTG und STBSTS. Interner Bericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1981.**
- /7/ Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden. Dissertation, TU Braunschweig, 1977.**

## Short Report

# **PRACTICAL DESIGN OF SLENDER CON- CRETE PANELS, SUPPORTED ON FOUR OR THREE EDGES**

K.Kordina, R. Grzeschkowitz, A. Menzel

## **1 Introduction**

As concrete and reinforced concrete panels, because of economical considerations, are increasingly carried out with higher slenderness ratios and the use of higher concrete grades, a realistic assessment of the load-bearing and deformation behaviour is essential for the safety and economy of these building members. Under these circumstances the design method according to DIN 1045, based on the theory of elasticity, did not seem sufficiently validated and a review became advisable.

For this reason 15 concrete and reinforced concrete panels were experimentally investigated in three research projects during the years 1977 to 1985. In contrary to former investigations, these panels were supposed to be tested with practical dimensions and definite loading and supporting conditions. This was the premise for a verification of the test results by computer programs based on the finite element method. Checks by computation of the test results obtained in the first two projects have been published in /1/.

## **2 Test Results**

A summary of the main parameters of the panels tested is given in table 1.

The test panels can be divided into the following three groups, each of which will be regarded separately:

- square panels, simply supported on four edges, inplane deforma-

wall no.	sides supported	hight H [m]	width B [m]	thickness d [cm]	relative eccentricity e/d	concrete strength $f_{cd}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	E-modulus concrete [MN/m <sup>2</sup> ]	total reinforcement $\mu_w$ [%]   $\mu_l$ [%]		ultimate load [MN]
W1	4	3.00	3.00	10.71	0.09	25.2	23,900	-	-	4.43
W2	4	3.00	3.00	10.62	0.19	25.5	-	0.094	0.247 both sides	2.92
W3	4	3.00	3.00	8.67	0.14	23.9	22,000	0.115	0.302 both sides	2.50
W4	4	3.00	3.00	8.64	0.20	20.0	21,400	-	-	2.00
W5	4	3.00	3.00	11.39	0.19	27.0	22,100	-	-	3.40
W6	4	3.00	3.00	10.39	0.20	17.0	20,800	0.096	0.252 center	2.29
W7	4	3.00	3.00	10.26	0.10	18.0	22,700	0.098	0.258 center	3.48
W8	4	3.00	3.00	10.29	0.10	15.0	19,700	0.098	0.255 both sides	2.13
W9	4	3.00	3.00	8.60	0.10	26.0	23,900	-	-	3.13
W10	4	3.00	3.00	8.69	0.10	29.0	23,700	-	-	3.01
W11	3	3.00	3.00	8.33	0.20	22.9	26,100	0.143	0.157 center	1.53
W12	3	3.00	3.00	8.41	0.10	38.4	31,500	0.141	0.156 center	2.84
W13	3	3.00	3.00	8.21	0.10	27.8	27,200	-	-	2.96
W14	4	4.60	2.30	8.41	0.20	33.4	29,200	-	-	2.56
W15	4	4.60	2.30	8.33	0.20	31.2	27,000	0.060	0.256 center	2.94

Wall reinforcement BSt 500/550

Wall W10 became pre-damaged by two cracks

**Table 1: Main test panel parameters**

tions restrained along the vertical edges

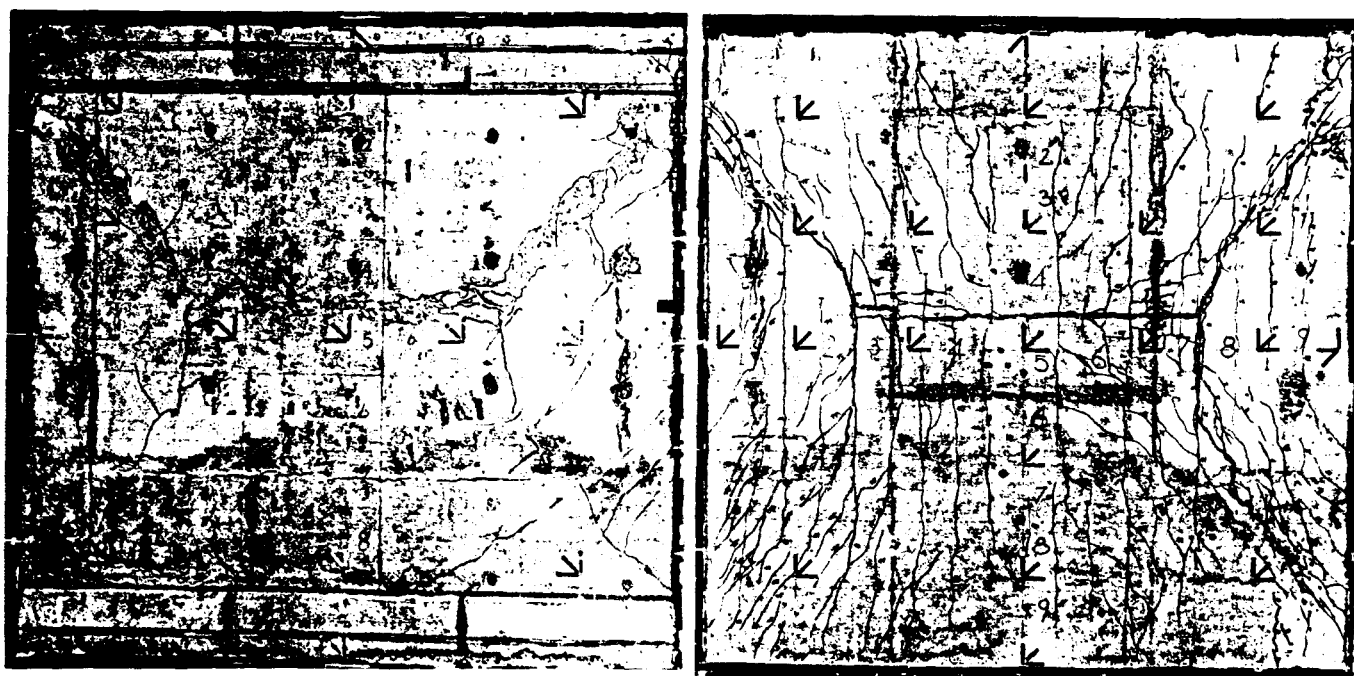
- rectangular panels, simply supported on four edges, inplane deformations restrained along the vertical edges and
- square panels, simply supported on the top and bottom edge and along one vertical edge, inplane deformations restrained along the vertical edge.

### 2.1 Square Panels, Supported on Four Edges

Even panels without reinforcement seem to have a considerable amount of load-bearing capacity in horizontal direction. In comparison with panels only simply supported at top and bottom, the load-bearing capacity approximately doubles if the vertical, unloaded edges are supported and inplane deformations restrained. As for two-way slabs, the load is carried in two directions by vertical and horizontal bending action, because the supporting conditions along the vertical edges prevent an inplane deformation. In this process, the panel tries to carry the stored energy towards the vertical edges by compression struts. The tensile stresses orthogonal to this action lead to the characteristic crack pattern. The formation of high twisting moments in the panel corners in several cases lead to a local failure, which finally induced the ultimate failure.

Compared with plain panels, only a minor, symmetrically arranged amount of reinforcement in both directions clearly leads to a more finely crack distribution. The main cracks cross the tension face in the middle third of the panel width in vertical direction, while in the outer thirds, starting from the supported corners, these cracks at first run with an angle of  $45^\circ$  towards the panel center. Due to the influence of the principal tensile stresses, running nearly in horizontal direction in the middle third of the wall height, a change in the direction of these cracks takes place; they now run circular in the outer thirds. Even after the first appearance of wide vertical cracks, running over the total panel height, a further load increase of approximately 30% was

possible for all panels, before the ultimate load was reached. In spite of these vertical cracks, it is obviously possible to carry considerable loading parts towards the vertical edges. With the formation of a rupture line, a sudden failure occurred. If nearly ideal supporting conditions are reached, these rupture lines are similar to the yield-lines known from the yield-line theorie. While vertical cracks already appeared when approx. 70% of the ultimate load is reached, horizontal cracks could at first be observed shortly before the wall failure, mostly on the compression face of the panel. These are concentrated in the middle third of the panel height.



Cracks and failure pattern of wall W3

Fig. 1: View of the  
compression face

Fig. 2: View of the  
tension face

For panels with a center reinforcement only, the formation of the first cracks can as well be observed when approximately 70 % of the ultimate load is reached. Only a few, wide cracks are formed. As far as the deformability is concerned, these test specimens only show little difference from panels with other reinforcement layouts or plain panels. As for a center reinforcement, only panels with a thickness of 10 cm were considered. The behaviour of panels with only a thickness of 8 cm and reinforced in this way



should, due to economical considerations, be investigated. Possibly, with increasing slenderness the failure might immediately be induced by the formation of the first cracks. Because of this failure without warning, these panel types would require a higher safety factor.

By a further test, the load-bearing behaviour of already pre-damaged plain panels ought to be investigated. One of two identical test specimens became artificially "damaged" by two vertical cracks over the full height, with a crack-width of 0.3 mm going through the panel. As there were grounds for the supposition that such a pre-damaged panels behaved in the same way than three wall-strips with a width of 1 m put against each other, the effective length factor  $\beta$  should have increased clearly. The result was, that the ultimate failure load was only decreased by 15%, and the effective length factor  $\beta$  only increased from 0.635 to 0.70. This indicates, that pre-damaged panels have a lower total load-bearing capacity, but nevertheless have a higher load-bearing capacity in horizontal direction than panels only supported on top and bottom.

## 2.2 Rectangular Panels, Supported on Four Edges

Already at the beginning of the loading, a symmetrical wave-like buckling curve occurred, which first of all increases if the load is increased. Especially for smaller load eccentricities, the wave-trough in mid-height and the two wave-crests at quarter point of the panel height become more apparent.

Similar to two-way slabs, the load is carried by bending action in vertical and horizontal direction. If the flexural tensile strength is, due to bending moment acting in horizontal direction, exceeded, a vertical crack occurs in the region of the wave-crest, reaching, if the load is increased, over the total panel height. The loss of the ability to carry loads in horizontal direction initiated the break down of the wave-trough in mid-height of the panel and increases the influence of the second order theory. A further load increase still remains possible. The

strong increase of the twisting moments in the corners leads to a local failure, thus inducing the ultimate failure.

The arrangement of an orthogonal reinforcement makes it possible to increase the bending stiffness in horizontal direction and with it a slight increase of the load-carrying ability towards the vertical edges can be achieved. As the local failure in the panel corners induces the ultimate failure, the corner reinforcement, as for two-way slabs, should be increased in order to increase the twisting stiffness of these regions.

### 2.3 Square Panels, Supported on Three Edges

Two walls with center reinforcement and one plain wall have been investigated. Such walls show, compared with the actual design method according to DIN 1045, clause 25.5, a considerably more favourable load-bearing and deformation behaviour, though it is clearly less than that for walls supported on four edges. The reason for the increased load-carrying capacity can be assumed in a horizontal load-carrying system, due to the slab action of the panel, which enables some load transfer towards the supported vertical edge.

Compared with reinforced panels, plain panels hardly show a lower load-carrying capacity. Walls with a center reinforcement though show a higher deformability

A higher load eccentricity lead, already for small loadings, to considerable deflections of the free edge and therefore, with increasing the load, the influence of the second order theory takes place earlier. Only for small load eccentricities geometric and material related imperfections can be neglected.

Probably caused by a stress concentration in the corners at the supported vertical edge, a failure pattern similar to a slab supported on three edges was obtained. Cracks, starting in the corners with an angle of  $45^\circ$ , joining in mid-height and then running horizontally caused the failure.

Compared with walls supported at four edges, the walls supported at three edges always failed due to stability effects. As the failure occurred immediately after the formation of the first cracks and without any previous warning, a sufficient degree of safety has to be observed in the practical design.

3 Calculation of the Load-Bearing Capacity

In order to validate the efficiency of the FE-program FIPSE /5/, which was supposed to be used for extensive serial computations, the 15 tests were used to verify this program.

As far as the load-carrying capacity was concerned, these computations show a fairly good agreement, but the deformations of the panels supported on three edges are not reproduced sufficiently.

A summary of the ultimate test load  $F_u$  and the results obtained from the standard computations  $F_T$  is given in the following three tables:

Wall	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 1	4.20	4.43	0.948
W 2	3.18	2.92	1.087
W 3	2.50	2.50	1.000
W 4	1.60	2.00	0.800
W 5	2.70	3.40	0.794
W 6	2.24	2.29	0.978
W 7	3.45	3.48	0.991
W 8	2.55	2.13	1.197
W 9	2.90	3.13	0.927
W 10	3.15	3.01	1.047

Mean = 0.977, standard deviation = 0.122

Table 2: Panels supported on four edges,  $b/h = 1.0$

Wall	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 11	1.45	1.53	0.948
W 12	3.60	2.84	1.268
W 13	2.55	2.96	0.861

Mean = 1.026, standard deviation = 0.214

Table 3: Panels supported on three edges,  $b/h = 1.0$

Wall	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 14	1.55	2.56	0.605
W 15	1.45	2.49	0.582

Mean = 0.594, standard deviation = 0.016

Table 4: Panels supported on four edges,  $b/h = 2.0$

It seems, that the stiffness reduction, due to the non-linear deformation behaviour of the concrete and the formation of cracks under higher loading is only insufficiently reproduced by the material laws implemented in FIPSE /5/, which can partly be seen as a reason for the deviation from the test results.

For the panels supported on four edges and with a aspect ratio  $h/b = 2.0$ , the main focus was on the determination of the transformation from the wave-like deformation curve to the single deformation curvature. The standard computations showed significantly lower load-bearing capacities and the deflections which, nearly linear, remained smaller than in the test. Only the consideration of corbels and edge reinforcement, as well as the variation of other paramenters confirmed the transformation effect of the deformation curves. With these considerations, the reproduction of the load-bearing capacity is in fairly good agreement, only the deflections remain below the test values.

#### 4 Study of the Load-Bearing and Deformation Behaviour of Concrete and Reinforced Concrete Panels

The load-bearing capacities of walls supported on three and four edges was determined by altogether 263 computations, of which 240 were used for the development of an approximation method (96 for panels supported on three edges and 144 for panels supported on four edges). A reinforcement at both sides was assumed. Fifteen of these calculations were used to judge the influence of a center reinforcement and eight further comparison calculations were carried out in order to determine the influence of the element shape, system choice and the element mesh on the ultimate load obtained from the serial computations.

In the two load-carrying diagrams in Fig. 3 and 4, the load-carrying curves for panels supported on three or four edges with different load eccentricities  $e/d$  (0.10; 0.20; 0.50) and different panel thicknesses  $d$  (0.15 m; 0.20 m) are given. Additionally, the results of single calculations for panels with a thickness of 10, 15 and 20 cm are recorded. As can be seen, for the panels supported on three edges acceptable curves are obtained, with a small scatter for different ratios of horizontal/vertical reinforcement. For the panels supported on four edges, a greater scatter occurs. This is comparatively high, especially for panels with small load eccentricities; moreover it can be seen, that a smaller amount of horizontal reinforcement partly can lead to a higher load-bearing capacity. This might possibly depend on whether a panel fails because the load-bearing capacity of the cross-section under vertical loading is reached, or the panel, in spite of an increased horizontal reinforcement, fails due to a lack of corner reinforcement. It is remarkable, that panels with a thickness of 15 cm and a width of 6.0 m show a higher relative load-bearing capacity than panels with a thickness of 20 cm. This could indicate, that, for a width of 6.0 m, the assumed parabolic form of the load eccentricity - nearly centric close to the vertical edges - has a more clearly effect on walls with a thickness of 15 cm than of 20 cm.

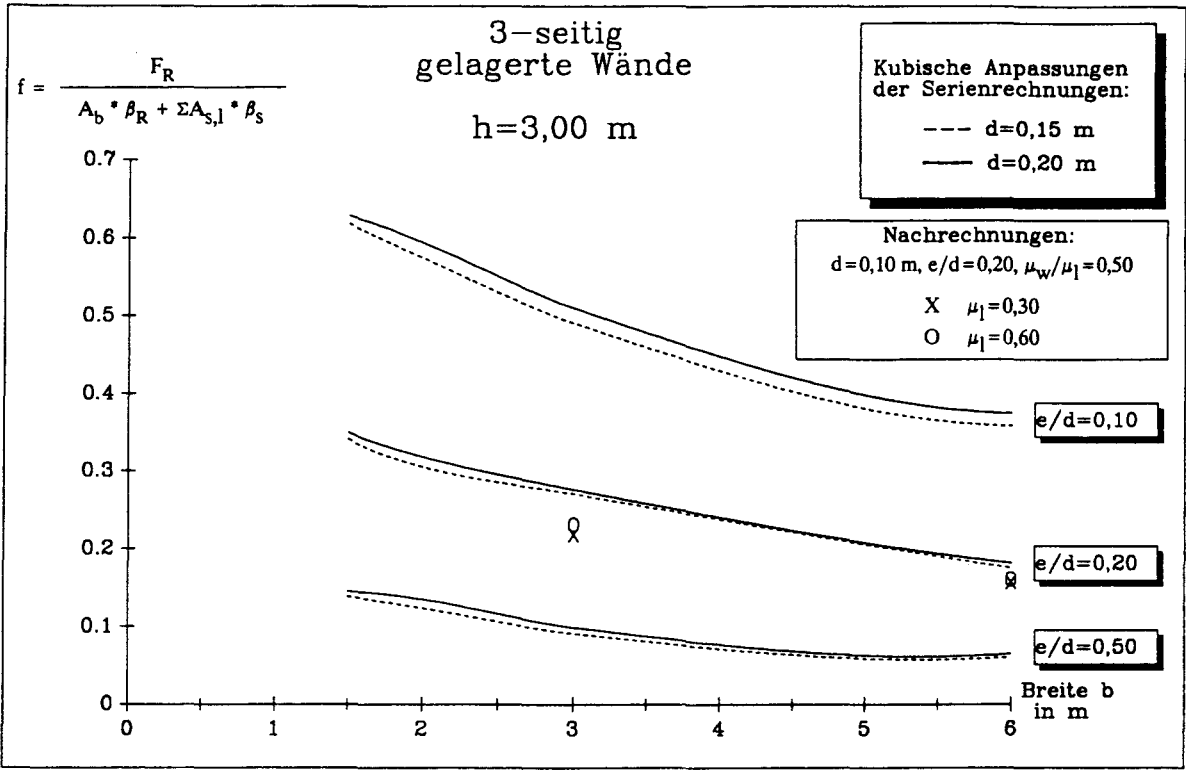


Fig 3: Cubical adjustment of the relative load-bearing capacities of panels supported on three edges as a function of the panel width (serial computations) and a comparison with single computations for panels with a thickness of 10 cm.

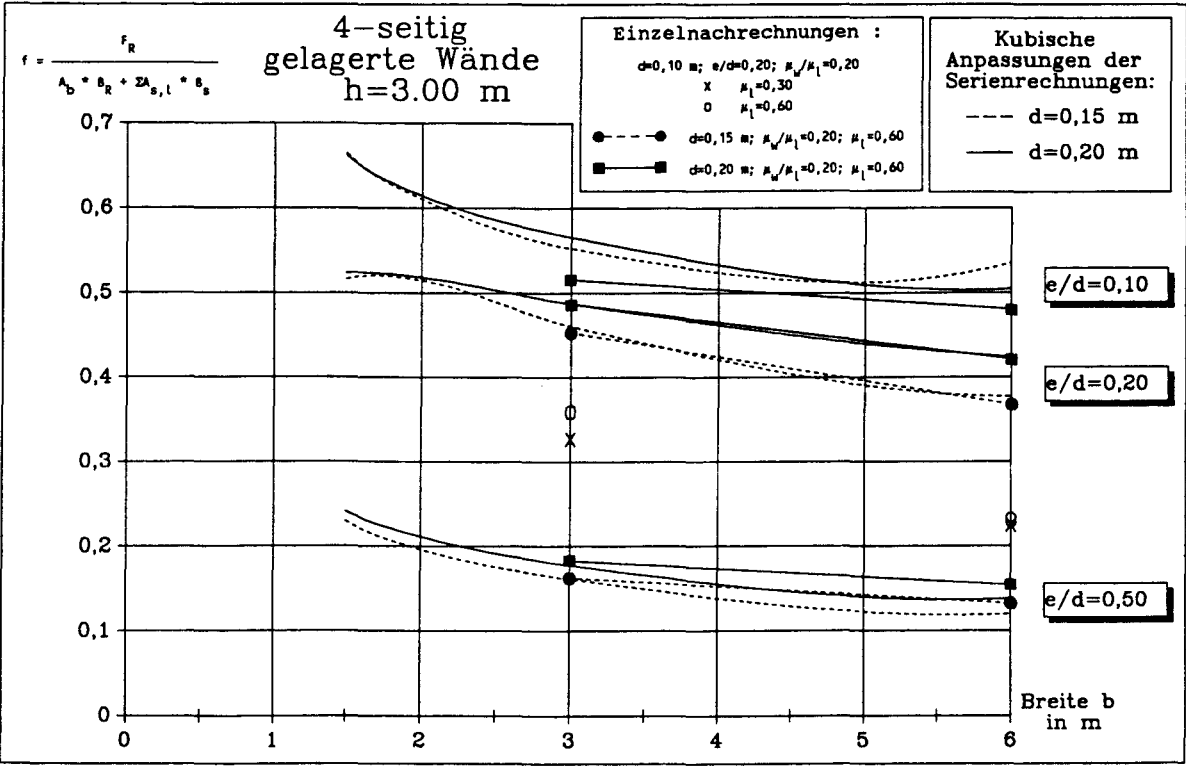


Fig 4: Cubical adjustment of the relative load-bearing capacities of panels supported at four edges as a function of the panel width (serial computations) and a comparison with single computations for panels with a thickness of 10, 15 and 20 cm.

It has to be stated, that due to the cubical approximations too many informations obtained from the serial computations have been lost. The extent of the serial computations had to be limited to a few parameter variations too. For example, no higher slenderness ratio than  $h/d = 20$  has been investigated. Therefore, the load-bearing diagrams given here are unsuitable as a basis for the development of an approximation method.

## 5 Revision of Approximation Method for the Design of Concrete and Reinforced Concrete Wall Panels

In DIN 1045, clause 25.5, a design method for wall panels supported on different edges is given. According to the panel support conditions, the effective length  $h_k$  has to be considered as a function of the storey height  $h_s$  according to the equation

$$h_k = \beta \cdot h_s . \quad (1)$$

The effective length factor  $\beta$  has to be determined according to the wall bracing and the aspect ratio  $h_s/b$  (storey height versus panel width). With the effective buckling length  $h_k$ , the design can be carried out on the basis of the model column method. The stability problem of the plane load-bearing structure "wall" is therefore reduced by the effective length factor  $\beta$  to the stability problem of a model column. In spite of the weaknesses of this method, which will be explained later in the final report, there is, at least for the moment, no other convincing design method available which, in a similar simple way, leads to a practical design procedure.

Resulting from the test observations the recommendation can be given, that reinforced concrete wall panels under relatively high loading should have a corner reinforcement, similar to the corner reinforcement in reinforced concrete slabs. An increased horizontal reinforcement, clearly more than  $1/5$  of the vertical reinforcement according to DIN 1045, does not increase the load-bearing capacity in the expected way - as was shown by the calculations.



## 6 Literature

- /1/ Bergmann, V.; Mehlhorn, G.; Schäfer, H.G.: Ermittlung der Tragfähigkeit schlanker, stabilitätsgefährdeter Platten und Wände aus Stahlbeton (Determination of the load-bearing capacity of stability endangered concrete slabs and walls). Forschungsbericht, Institut für Massivbau, TH Darmstadt, Heft Nr. 49, 1984.
- /2/ Timm, R.: Stabilität von Betonwänden, 1.Stufe (Stability of concrete walls, 1st step). Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1979.
- /3/ Kiel, M.: Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände, 2. Stufe (Stability of concrete walls braced at various sides, 2nd step). Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1982.
- /4/ Bozorgzadeh, M.E., Grzeschkowitz, R. und Schönhoff, B.: Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände, 3. Stufe (Stability of concrete walls braced at various sides, 3rd step). Abschlußbericht, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1986.
- /5/ Kiel, M.: Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächen-tragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung. (Non-linear analysis of reinforced plane structures, including fire exposure). Dissertation, TU Braunschweig, 1987.
- /6/ Olsen, P.C.: Benutzeranleitung für die Programme STBSTG und STBSTS. Interner Bericht (Handbook for the programs STBSTG and STBSTS - Internal report). Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, Braunschweig, 1981.
- /7/ Storkebaum, K.-H.: Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig gelagerten Stahlbetonwänden (On the load-bearing capacity of reinforced concrete walls, braced at four sides). Dissertation, TU Braunschweig, 1977.

## VORWORT

Mit der vorliegenden Arbeit sollen die Ergebnisse experimenteller und rechnerisch-theoretischer Untersuchungen an mehrseitig gelagerten, bewehrten und unbewehrten Betonwänden einer breiteren Fachöffentlichkeit vorgestellt werden. Die experimentellen Untersuchungen an Wänden mit praxisgerechten Abmessungen wurden in den Jahren 1977 bis 1985 am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig durchgeführt; vorhergegangen waren Modelluntersuchungen, die von L. Storkebaum betreut worden waren und als Grundlage für die Großversuche dienten. Die Untersuchungen an den Großbauteilen wurden in drei Teilprojekten abgewickelt, die von Dr.-Ing. R. Timm (Teil I), Dr.-Ing. M. Kiel (Teil II) und Dr.-Ing. R. Grzeschkowitz (Teil III) als Sachbearbeiter geleitet wurden. Über jedes der Teilprojekte wurde ein in sich abgeschlossener Schlußbericht vorgelegt. Wegen der zeitlichen Ausdehnung der Durchführung dieses Forschungsprojekts war eine zusammenfassende Überarbeitung erforderlich. Die außerordentlich große Datenmenge in Form von Tabellen und graphischen Darstellungen wurde im wesentlichen von Herrn Dipl.-Ing. Bozorgzadeh mit Unterstützung von Frau cand.-Ing. Schönhoff übersichtlich zusammengestellt. Die umfangreichen Serienrechnungen auf dem Rechner des Hochschulrechenzentrums wurden von Herrn cand.-Ing. A. Menzel durchgeführt.

Ich danke den hier genannten wissenschaftlichen Sachbearbeitern wie auch allen anderen Mitarbeitern des Instituts, die an der Planung und Durchführung dieser Versuche beteiligt waren, für ihre Einsatzbereitschaft und die sorgfältige Durchführung aller anstehenden Arbeiten.

Den Mitgliedern des Betreuungsausschusses, den Herren

Prof. Dr.-Ing. J. Eibl

Prof. Dr.-Ing. E. Grasser

MR. Dipl.-Ing. L. Schneider (BM Raumordnung,  
Bauwesen und Städtebau)

gilt für viele interessante Anregungen und Ratschläge mein besonderer Dank.

## II

Ich danke dem Bundesminister für Raumordnung, Bauwesen und Städtebau für die meinen Anregungen folgende Finanzierung dieser aufwendigen experimentellen und rechnerischen Untersuchungen, sowie deren Zusammenfassung zu einem Gesamtbericht.

Braunschweig, August 1989

Karl Kordina

INHALTSVERZEICHNIS

	Seite
1. EINLEITUNG	1
1.1 Überblick	1
1.2 Einführung in die Problematik	1
1.3 Ziele	2
2. VERSUCHSPLANUNG	4
2.1 Versuchsprogramm	4
2.2 Versuchsstand und Belastungskonstruktion	8
2.2.1 Konstruktionsbedingungen	8
2.2.2 Versuchsrahmen	9
2.2.3 Lager- und Belastungskonstruktion	12
2.3 Versuchskörper	17
2.3.1 Wahl der Versuchsparameter	17
2.3.2 Herstellung der Versuchskörper	22
2.3.3 Vermessung der Versuchskörper	29
2.4 Meßprogramm, Genauigkeit der Messung	34
2.5 Ergebnisse der Werkstoffprüfungen	36
3. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG	39
3.1 Allgemeines	39
3.2 Stufe 1	39
3.2.1 Wand W 1	39
3.2.2 Wand W 2	40
3.2.3 Wand W 3	42
3.2.4 Wand W 4	43
3.2.5 Wand W 5	45
3.3 Stufe 2	47
3.3.1 Wand W 6	47
3.3.2 Wand W 7	49
3.3.3 Wand W 8	51
3.3.4 Wand W 9	53
3.3.5 Wand W 10	56
3.4 Stufe 3	59
3.4.1 Wand W 11	59
3.4.2 Wand W 12	62
3.4.3 Wand W 13	67
3.4.4 Wand W 14	70
3.4.5 Wand W 14/1	71
3.4.6 Wand W 14/2	75

3.4.7	Wand W 15	80
4.	VERSUCHSERGEBNISSE	86
4.1	Allgemeines	86
4.2	Quadratische, vierseitig gelenkig gelagerte Wände	86
4.3	Rechteckige, vierseitig gelenkig gelagerte Wände	89
4.4	Quadratische, dreiseitig gelenkig gelagerte Wände	91
5.	RECHNERISCHE UNTERSUCHUNGEN	94
5.1	Randbedingungen	94
5.1.1	Rechenprogramm FIPSE	94
5.1.2	Rechenanlage	97
5.2	Nachrechnung der durchgeführten Versuche /Tim79, Kie82, BGS86/	98
5.2.1	Den Nachrechnungen zugrundegelegte Systeme	98
5.2.2	Grundlagen der Nachrechnungen	100
5.2.3	Ergebnisse der Nachrechnungen	100
5.3	Diskussion der Ergebnisse der Nachrechnungen	104
5.3.1	Wertung der Ergebnisse in Hinblick auf die Serienrechnungen	104
5.3.2	Wertung der Ergebnisse im Vergleich mit den Nachrechnungen von Bergmann, Mehlhorn, Schäfer	105
5.4	Studie des Trag- und Verformungsverhaltens von Beton- und Stahlbetonwänden	106
5.4.1	Einführung	106
5.4.2	Werkstoffparameter aller Rechnungen	108
5.4.3	Elementparameter aller Rechnungen	108
5.4.4	Variable Parameter	109
5.4.5	Systemparameter und Elementteilung der 240 Serien- und 15 Vergleichsrechnungen	110
5.4.6	Systemparameter und Elementteilung bei den Vergleichsrechnungen zur Systemwahl	112
5.4.7	Systemparameter und Elementteilung bei den Vergleichsrechnungen zur Elementwahl	115
5.4.8	Ergebnisse der Serienrechnungen	119
5.4.9	Kontrolle der kubischen Anpassung durch die Rechnungen von Bergmann, Mehlhorn, Schäfer	121
5.4.10	Ergebnisse der Vergleichsrechnungen	126

6. ENTWICKLUNG VON NÄHERUNGSANSÄTZEN AUFGRUND DER SERIENRECHNUNGEN	128
7. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	137
8. LITERATUR	145

**Anhänge:**

- A: Darstellung der Versuchsanlage und der Meßergebnisse**
- B: Last-Verformungskurven der Wandversuche und Nachrechnungen**
- C: Serien- und Vergleichsrechnungen**

Verwendete Abkürzungen:

## Großbuchstaben:

$A_b = b \cdot d$	$m^2$	Querschnittsfläche des Beton
$A_{s,l}$	$cm^2$	Querschnittsfläche der Längsbewehrung
$A_{s,w}$	$cm^2$	Querschnittsfläche der Querbewehrung
DMS		Dehnungs-Meßstreifen
E-Modul	$KN/mm^2$	Elastizitätsmodul
F	MN	Gesamtlast in einer Belastungsstufe
$F_{max} = A_b \cdot \beta_R + \Sigma A_{s,l} \cdot \beta_s$	MN	maximale rechnerische Traglast eines Stahlbetonquerschnitts
$F_R$	MN	maximale rechnerische Traglast der Wand aus Serienrechnungen
$\delta F_R$	MN	Lastinkrement
$F_T$	MN	theoretische Bruchlast der Versuchswand aus Versuchsnachrechnungen
$F_u$	MN	Bruchlast der Versuchswand
$N_{u1}, N_{u2}$	MN	rechnerische Traglast der Wand nach /BMS84/

## Kleinbuchstaben:

b	m	Wandbreite
d	m	Wanddicke
e(x)	cm	Ausmitte der Last bei parabolischem Lastausmittenverlauf an der Stelle x
$e_K$	cm	konstante Lastausmitte
$e_{max}$	cm	maximale Lastausmitte bei parabolischem Verlauf der Lasteinleitung
$e_v = s_k / 300$	cm	ungewollte Lastausmitte nach DIN 1045
$f = F_R / F_{max}$	[-]	Verhältnis zwischen rechnerischer Traglast der Wand und der maximalen Traglast eines Stahlbetonquerschnitts
$f_r = F / (A_b \cdot \beta_p)$	[-]	auf Betonprismenfestigkeit bezogene Spannung unter Erst-Rißlast
$f_r / f_u$	[-]	Verhältnis von bezogener Riß-/Bruchlast im Versuch
$f_u = F_u / (A_b \cdot \beta_p)$	[-]	auf Betonprismenfestigkeit bezogene Bruchspannung im Versuch
h	m	Wandhöhe



# VII

$h'$	cm	Abstand des Schwerpunktes der Druck- bzw. Zugbewehrung von der Wandoberfläche
$h_s$	m	Geschoßhöhe
$h_K = \beta \cdot h_s$	m	Knicklänge
$n_1 = N_{u1} / F_R$	[-]	bezogene rechnerische Traglast der Wand nach /BMS84/
$n_2 = N_{u2} / b$	MN/m	auf 1,0 m Breite bezogene rechnerische Traglast der Wand nach /BMS84/
$s_K$	m	Knicklänge einer Stütze bzw. eines Wandstreifens
$u, v, w$	cm	Verschiebungen
$w_{0,80}$	mm	maximale Ausbiegung der Wand bei 80 % der Bruchlast
$w_{0,90}$	mm	maximale Ausbiegung der Wand bei 90 % der Bruchlast
$w_u$	mm	maximale Ausbiegung der Wand beim Bruch
$\delta w$	mm	Relativverschiebung zweier Rißufer
$x_D, y_D, z_D$	[-]	Koordinatensystem auf der Druckseite der Wand
$x_Z, y_Z, z_Z$	[-]	Koordinatensystem auf der Zugseite der Wand

## Griechische Buchstaben:

$\beta$	[-]	Knicklängenbeiwert
$\beta_{bz}$	N/mm <sup>2</sup>	Biegezugfestigkeit des Betons
$\beta_p$	N/mm <sup>2</sup>	Prismendruckfestigkeit des Betons
$\beta_R$	N/mm <sup>2</sup>	Rechenfestigkeit des Betons nach DIN 1045
$\beta_s$	N/mm <sup>2</sup>	Streckgrenze des Stahls
$\beta_{w7}$	N/mm <sup>2</sup>	Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 7 Tagen
$\beta_{w28}$	N/mm <sup>2</sup>	Würfeldruckfestigkeit des Betons nach 28 Tagen
$\beta_{wVD}$	N/mm <sup>2</sup>	Würfeldruckfestigkeit des Betons am Versuchstag
$\beta_z$	N/mm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit des Stahls
$\delta$	°/°	prozentuale Abweichung zwischen den rechnerischen Traglasten der approximierten Kurven und /BMS84/
$\epsilon_1, \epsilon_2$	°/°°	Hauptdehnungen (Meßergebnisse der DMS-Rosetten)
$\epsilon_{bs}$	°/°°	Stauchung des Betons im Scheitel der $\sigma/\epsilon$ -Linie

# VIII

$\epsilon_{bu}$	‰	Bruchstauchung des Betons
$\epsilon_{bz}$	‰	Zugbruchdehnung des Betons
$\epsilon_u$	‰	Bruchdehnung des Stahls
$\epsilon_{0,90}$	‰	Stauchung des Betons bei 90 % der Bruchlast
$\sigma_1, \sigma_2$	N/mm <sup>2</sup>	Hauptspannungen
$\sigma_{0,2}$	N/mm <sup>2</sup>	Stahlspannung bei 0,2 % Dehngrenze
$\mu$	[-]	Querdehnzahl des Betons
$\mu_l = A_{s,l}/A_b$	‰	geometrischer Gesamtbewehrungsgrad in Längsrichtung der Wand
$\mu_w = A_{s,w}/A_b$	‰	geometrischer Gesamtbewehrungsgrad in Querrichtung der Wand

## Fußzeiger:

D	Druckseite der Versuchswand
P	Prismenfestigkeit
R	rechnerische Traglast bzw. Rechenfestigkeit des Betons
T	theoretische Bruchlast
W7	Würfeldruckfestigkeit nach 7 Tagen
W28	Würfeldruckfestigkeit nach 28 Tagen
WVD	Würfeldruckfestigkeit am Versuchstag
Z	Zugseite der Versuchswand
b	Beton
bs	Stauchung des Betons im Scheitel
bu	Bruchstauchung des Betons
bz	Zugbruchdehnung des Betons
k	Konstante Lastausmitte bzw. Knicklänge
l	Längsbewehrung
r	Rißlast
s	Stahl bzw. Geschoßhöhe
u	Bruchlast, Bruchspannung, Ausbiegung beim Bruch
v	ungewollte Lastausmitte
w	Querbewehrung
z	Zugfestigkeit des Stahls

## 1. EINLEITUNG

### 1.1 Überblick

Beton- und Stahlbetonwände werden aus wirtschaftlichen Erwägungen zunehmend schlanker ausgeführt, wobei verstärkt auch höhere Betongüten ausgenutzt werden. Die wirklichkeitsnahe Erfassung des Trag- und Verformungsverhaltens von Beton- und Stahlbetonwänden ist daher ein Gebot der Wirtschaftlichkeit, aber auch der Sicherheit unserer Bauwerke. Aus diesem Grund wurde 1975 das Forschungsvorhaben "Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände" mit dem Ziel begonnen, auf experimentellem Wege Grundlagen für eine rechnerische Behandlung von Beton- und Stahlbetonwänden zu schaffen. Aufgrund der damit verbundenen finanziellen Aufwendungen erfolgte eine Aufteilung in drei Teilprojekte /Tim79, Kie82, BGS86/. Während in den beiden ersten Stufen ausschließlich quadratische, vierseitig gelenkig gelagerte Wände untersucht wurden, beinhaltete die abschließende dritte Stufe auch die in der Praxis häufig anzutreffenden dreiseitig gelenkig gelagerten Wände sowie vierseitig gelenkig gelagerte Wände mit dem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$ .

Aufgrund der eindeutig definierten Lagerungsbedingungen und der Einhaltung der Navierschen Randbedingungen, die durch eindeutige konstruktive Trennung der Bereiche "Lagerung - Lasteinleitung - Prüfkörper" im Versuchsstand erreicht wurden, konnten die Versuchsergebnisse zur Verifikation von Rechenprogrammen auf der Basis der Finiten Element Methode (FEM) herangezogen werden /z.B. BMS84, Kie87/. Die anschließende Verwendung dieser Programme für Serienrechnungen können die experimentell gewonnenen Erkenntnisse erklären helfen und gegebenenfalls erweitern. Diese Forschung ist mit Großversuchen aufgrund der hohen finanziellen Aufwendungen leider nicht zu erreichen.

### 1.2 Einführung in die Problematik

Obwohl die Beton- und Stahlbetonwand in ihrer Funktion als tragendes und raumabschließendes Element häufig genutzt wird, sind bislang nur wenig experimentelle Untersuchungen erfolgt. Die durchgeführten Untersuchungen wurden an 2- oder 4-seitig gelager-

ten Prüfkörpern durchgeführt, wobei die Abmessungen immer deutlich unter den in der Praxis vorkommenden Verhältnissen blieben (Modellwände). In den meisten Versuchen verfälschten zudem eine nicht eindeutig definierte elastische Lagerung der Wandränder und der Verzicht auf eine Entkoppelung der Elemente Lagerung und Lasteinleitung die Ergebnisse. Das Studium der bis 1977 durchgeführten experimentellen Untersuchungen an Beton- und Stahlbetonwänden ergab folgenden Sachstand /Tim79/:

- Lager- und Lasteinleitungskonstruktionen waren nicht voneinander getrennt. Dieser Umstand erschwert bei Stabilitätsuntersuchungen der Wände die Interpretation der Versuchsergebnisse, da die Lagerungsbedingungen bei Stabilitätsproblemen die Tragfähigkeit der Prüfkörper entscheidend beeinflussen.
- Die vertikalen Ränder der vierseitig gelagerten Wände waren normal zur Wandebene nicht unverschieblich gelagert, vielmehr lag eine nicht eindeutig definierbare elastische Unterstützung der Ränder vor. Ihre Verdrehbarkeit war entweder weitgehend verhindert oder lastabhängig elastisch nicht eindeutig definierbar.
- Die teilweise angestrebte exakte mittige Lasteinleitung erscheint aus fertigungstechnischen Gründen (Maßtoleranzen) kaum durchführbar; kleine, unvermeidbare Lastausmitten verursachen jedoch große Abweichungen in der Bruchlast. Bei größeren angestrebten Lastausmitten wirken sie sich jedoch erheblich weniger aus.
- Bei liegend betonierten Wänden wird die herstellungsbedingte Anisotropie des Betons gegenüber den in der Praxis im allgemeinen aus Ortbeton oder in stehender Batterieschalung erstellten Wandkonstruktion verändert. Die Auswirkungen auf das Rißverhalten sind in Ermangelung geeigneter Versuche nicht quantifizierbar.

Unter Berücksichtigung dieser Punkte wurde die Versuchsplanung durchgeführt.

### 1.3      Ziele

Der vorliegende Forschungsbericht hat zum Ziel, die Abschlußberichte der drei Teilprojekte zusammengefaßt und ergänzt durch umfangreiche rechnerische Untersuchungen für die Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton aufzubereiten.

Der Arbeitsplan gliedert sich in 4 Themengebiete:

- Nachrechnung der durchgeführten Versuche /Tim79, Kie82, BGS86/,
- Studie des Trag- und Verformungsverhaltens von Beton- und Stahlbetonwänden,

- Entwicklung von Näherungsansätzen zur Bemessung von Beton- und Stahlbetonwänden und
- Aufbereitung der drei Abschlußberichte zu einem Gesamtbericht.

Alle Traglast- und Verformungsrechnungen wurden mit dem Programm FIPSE /Kie87/ durchgeführt.

## 2. VERSUCHSPLANUNG

### 2.1 Versuchsprogramm

Das Versuchsprogramm umfaßte Untersuchungen an insgesamt 15 Betonwänden. Davon hatten 13 Wände quadratische Abmessungen ( $b=h=3,0$  m) und 2 Wände rechteckige Abmessungen ( $b=2,30$  m,  $h=4,60$  m). Von den quadratischen Wänden waren 10 vierseitig gelenkig gelagert und 3 dreiseitig gelenkig gelagert, wobei der freie Rand unbelastet blieb. Die beiden rechteckigen Wände waren wieder 4-seitig gelenkig gelagert. Die zugrundegelegten Parameter sind der Tabelle 2.1 zu entnehmen. Die Tabellen 2.2 bis 2.4 geben näheren Aufschluß über die Geometrie und das Alter der Versuchswände zum Versuchszeitpunkt, Anordnung und Gehalt an Bewehrung sowie Ergebnisse der Belastungsversuche und Werkstoffprüfungen. Der darin tabellierte Bewehrungsgehalt  $\mu_1$  bzw.  $\mu_w$  entspricht dabei dem geometrischen Gesamtbewehrungsgrad.

Versuchskörper	Lagerung	Seitenverhältnis h/b	Bewehrung	bezogene Lastausmitte e/d
W 1	4-seitig	1/1	unbewehrt	0,09
W 2	4-seitig	1/1	beidseitig	0,19
W 3	4-seitig	1/1	beidseitig	0,14
W 4	4-seitig	1/1	unbewehrt	0,20
W 5	4-seitig	1/1	unbewehrt	0,19
W 6	4-seitig	1/1	mittig	0,20
W 7	4-seitig	1/1	mittig	0,10
W 8	4-seitig	1/1	beidseitig	0,10
W 9	4-seitig	1/1	unbewehrt	0,10
W 10 *)	4-seitig	1/1	unbewehrt	0,10
W 11	3-seitig	1/1	mittig	0,20
W 12	3-seitig	1/1	mittig	0,10
W 13	3-seitig	1/1	unbewehrt	0,10
W 14/1	4-seitig	2/1	unbewehrt	0,10
W 14/2	4-seitig	2/1	unbewehrt	0,20
W 15	4-seitig	2/1	mittig	0,10

\*) Wand W 10 enthielt zwei vorgeprägte Risse

**Tabelle 2.1:** Versuchsprogramm

		W1	W2	W3	W4	W5
<u>Geometrie</u>						
d	mm	107,1	106,2	86,7	86,4	113,9
d <sub>Konsole</sub>	mm	163,4	162,6	155,3	152,4	166,0
h/d		28,0	28,3	34,6	34,7	26,3
e <sub>K</sub> /d		0,09	0,19	0,14	0,20	0,19
e <sub>max</sub> /d		0,09	0,19	0,22	0,29	0,29
Lagerung		4-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig
<u>Alter</u>						
hergestellt am		25.10.77	09.01.78	28.09.78	14.11.78	09.01.79
geprüft am		23.11.77	08.02.78	26.10.78	12.12.78	14.02.79
<u>Beton</u>						
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,37	2,37	2,35	2,36	2,32
Ausbreitmaß	cm	45	54	50	62	51
β <sub>W7</sub>	N/mm <sup>2</sup>	21,6	19,6	18,4	15,4	21,2
β <sub>W28</sub>	N/mm <sup>2</sup>	30,5	30,4	27,1	27,7	30,4
Alter	Tage	29	29	29	28	36
β <sub>WVD</sub>	N/mm <sup>2</sup>	30,7	30,8	27,9	27,7	30,5
Alter	Tage	29	29	29	29	38
β <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	25,2	25,5	23,9	20,0	27,0
Alter	Tage	29	29	29	28	36
β <sub>bz</sub>	N/mm <sup>2</sup>	4,99	3,12	2,27	2,33	3,49
Alter	Tage	29	-	29	29	38
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>	23,9	-	22,0	21,4	22,1
ε <sub>bu</sub>	‰	2,14	-	2,22	1,74	2,30
<u>Stahl</u>						
Anordnung		unbew.	beids.	beids.	unbew.	unbew.
μ <sub>1</sub>	‰		0,247	0,302		
μ <sub>w</sub>	‰		0,094	0,115		
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>			210		
σ <sub>0,2</sub>	N/mm <sup>2</sup>			580		
β <sub>z</sub>	N/mm <sup>2</sup>			608		
ε <sub>u</sub>	‰			11,0		
<u>Versuchsergebnisse</u>						
F <sub>u</sub>	MN	4,43	2,92	2,50	2,00	3,40
f <sub>u</sub>		0,547	0,359	0,402	0,386	0,369
f <sub>r</sub>		0,358	0,230	0,270	0,092	0,195
f <sub>r</sub> /f <sub>u</sub>		0,65	0,64	0,67	0,24	0,53
w <sub>0,80</sub>	mm	7,0	11,5	11,8	11,8	12,6

**Tabelle 2.2: Hauptparameter und Versuchsergebnisse der Versuchswände der 1. Stufe**

		W6	W7	W8	W9	W10
<u>Geometrie</u>						
d	mm	103,9	102,6	102,9	86,0	86,9
d <sub>Konsole</sub>	mm	162,4	161,5	165,5	170,1	173,6
h/d		28,9	29,2	29,2	34,9	34,5
e <sub>K</sub> /d		0,20	0,10	0,10	0,10	0,10
e <sub>max</sub> /d		0,29	0,14	0,14	0,14	0,14
Lagerung		4-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig
<u>Alter</u>						
hergestellt am		30.07.80	01.09.80	03.10.80	02.02.81	03.03.81
geprüft am		26.08.80	01.10.80	31.10.80	02.03.81	31.03.81
<u>Beton</u>						
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,36	2,38	2,27	2,32	2,32
Ausbreitmaß	cm	45	36,5	48	38	39
Rohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,27	2,31	2,23	2,29	2,28
R <sub>W7</sub>	N/mm <sup>2</sup>	11,0	16,0	7,0	26,0	29,0
R <sub>W28</sub>	N/mm <sup>2</sup>	18,0	25,0	12,0	36,0	41,0
R <sub>W0</sub>	N/mm <sup>2</sup>	16,0	25,0	13,0	35,0	29,0
R <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	17,0	18,0	15,0	26,0	29,0
R <sub>bz</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2,30	2,70	2,40	2,80	3,40
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>	20,8	22,7	19,7	23,9	23,7
ε <sub>bu</sub>	‰	2,00	1,45	1,23	1,77	2,17
<u>Stahl</u>						
Anordnung		mittig	mittig	beids.	unbew.	unbew.
μ <sub>1</sub>	%	0,252	0,258	0,255		
μ <sub>w</sub>	%	0,096	0,098	0,098		
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>	212				
σ <sub>0,2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	616				
β <sub>z</sub>	N/mm <sup>2</sup>	663				
ε <sub>u</sub>	%	7,80				
<u>Versuchsergebnisse</u>						
F <sub>u</sub>	NN	2,29	3,48	2,13	3,13	3,01
f <sub>u</sub>		0,433	0,628	0,459	0,467	0,398
f <sub>r</sub>		0,320	0,522	0,365	0,216	0,224
f <sub>r</sub> /f <sub>u</sub>		0,74	0,83	0,80	0,46	0,56
w <sub>0,80</sub>	mm	9,48	7,44	5,90	7,97	8,05

**Tabelle 2.3:** Hauptparameter und Versuchsergebnisse der Versuchswände der 2. Stufe



		W11	W12	W12	W14/1	W14/2	W15
<u>Geometrie</u>							
d	mm	83,3	84,1	82,1	84,1		83,3
d <sub>Konsole</sub>	mm	163,7	163,7	163,3	163,6		163,7
h/d		36,0	35,7	36,5	54,7		55,2
e <sub>K</sub> /d		0,20	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20
e <sub>max</sub> /d		0,297	0,149	0,149	0,140	0,281	0,281
Lagerung		3-seitig	3-seitig	3-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig
<u>Alter</u>							
hergestellt am		09.10.84	29.10.84	27.11.84	19.06.85		03.07.85
geprüft am		19.11.84	05.12.84	20.12.84	26.07.85	01.08.85	04.09.85
<u>Beton</u>							
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,36	2,38	2,38	2,38		2,36
Ausbreitmaß	cm	40,5	32	36	36		36
Rohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,32	2,37	2,33	2,32		2,29
β <sub>W7</sub>	N/mm <sup>2</sup>	16,8	32,0	22,3			
β <sub>W28</sub> (β <sub>W30</sub> bei W13)	N/mm <sup>2</sup>	27,1	47,3	36,9	36,2		34,4
β <sub>WVD</sub>	N/mm <sup>2</sup>	28,0	48,4	36,2	39,7		38,5
β <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	22,9	38,4	27,8	33,4		31,2
β <sub>bz</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2,64	3,63	3,07	3,62		3,38
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>	26,1	31,5	27,2	29,2		27,0
ε <sub>bs</sub>	‰	1,61	1,93	1,56	1,88		1,81
ε <sub>bu</sub>	‰	1,69	2,01	1,62	1,96		1,87
<u>Stahl</u>							
Anordnung		mittig	mittig	unbew.	unbew.		mittig
μ <sub>1</sub>	%	0,157	0,156				0,265
μ <sub>w</sub>	%	0,143	0,141				0,060
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>						199
σ <sub>0,2</sub>	N/mm <sup>2</sup>		700				622
β <sub>z</sub>	N/mm <sup>2</sup>		744				661
ε <sub>u</sub>	%		9,0				8,8
<u>Versuchsergebnisse</u>							
F <sub>u</sub>	MN	1,526	2,842	2,955		2,563	2,494
f <sub>u</sub>		0,276	0,303	0,446		0,397	0,417
f <sub>r</sub>		0,276	0,303	0,446	0,434	0,217	0,296
f <sub>r</sub> /f <sub>u</sub>		1	1	1		0,55	0,71
w <sub>0,80</sub>	mm	12,31	11,89	8,49		2,53	6,22

**Tabelle 2.4:** Hauptparameter und Versuchsergebnisse der Versuchswände der 3. Stufe

Während bei den Wänden W 1 und W 2 noch eine konstante Lastausmitte über die Wandbreite angeordnet wurde, erhielten alle folgenden Wände einen parabolischen Verlauf der Lastexzentrizität. Bei den dreiseitig gelenkig gelagerten Wänden war die maximale Lastausmitte am freien Rand, bei den 4-seitig gelenkig gelagerten Wänden in Wandmitte angeordnet. Durch die parabolische Lastausmitte sollten die bei elastischen Vergleichsrechnungen ermittelten hohen Hauptspannungen in den Wandecken, die vermutlich bei den Wänden W 1 und W 2 zum vorzeitigen Versagen führten, abgemindert werden. Weiterhin entspricht dieser Ausmittenverlauf eher den in der Praxis vorkommenden Verhältnissen, da die für die vertikale Wandlagerung vorhandenen aussteifenden Wandscheiben einen Teil der Deckenbelastung ableiten und somit in den Eckbereichen der betrachteten Wand zu einer Art Zentrierung der Last beitragen.

## 2.2 Versuchsstand und Belastungskonstruktion

### 2.2.1 Konstruktionsbedingungen

Für Stabilitäts- und Beuluntersuchungen ist eine klare Definition der Lagerungsbedingungen von großer Wichtigkeit. Schon geringe elastische Verschiebungen oder Verdrehungsbehinderungen können sich auf die Beul- oder Bruchlast auswirken. Deshalb wurden die drei Bereiche "Lagerung - Lasteinleitung - Prüfkörper" konstruktiv deutlich voneinander getrennt. Als geeignetste Lagerungsform wurde die allseitig gelenkig, normal zu ihrer Ebene unverschieblich, jedoch in ihrer Ebene verschieblich gelagerte Wand für die Versuchsdurchführung ausgewählt. Die folgenden Punkte fanden bei der Konstruktion des Versuchsstandes Berücksichtigung /Tim79/ :

- Lagerung: allseitig gelenkig (bzw. ein vertikaler freier Rand), normal zur Wandebene unverschieblich, in Wandebene frei verschieblich (Navier-Lagerung).
- Lasteinleitung: gleichmäßig verteilte vertikale Linienlast mit voneinander unabhängig einstellbaren Lastexzentrizitäten. Unabhängige Kontrolle der Lasten.
- Prüfkörper (Wand): Minimierung des Einflusses der Steifigkeit der Ränder durch Last- und Lagerkonstruktionen.
- Die Bereiche "Lagerung - Lasteinleitung - Prüfkörper" wurden konstruktiv klar voneinander getrennt.

- Die Wandtopologie, die Lastexzentrizitäten und die Lagerachsen wurden genau vermessen.
- Der Versuchsstand ist einfach demontierbar und an andere Prüfkörperabmessungen anpaßbar.

### 2.2.2 Versuchsrahmen

Es wurde ein Versuchsrahmen konstruiert, dessen Stiele aus zwei gegeneinander vorgespannten Stahlbetonstützen und dessen Riegel jeweils aus zwei voneinander unabhängig in den Stützen gelagerten ausgesteiften Stahlprofilträger IPB 200 bestehen.

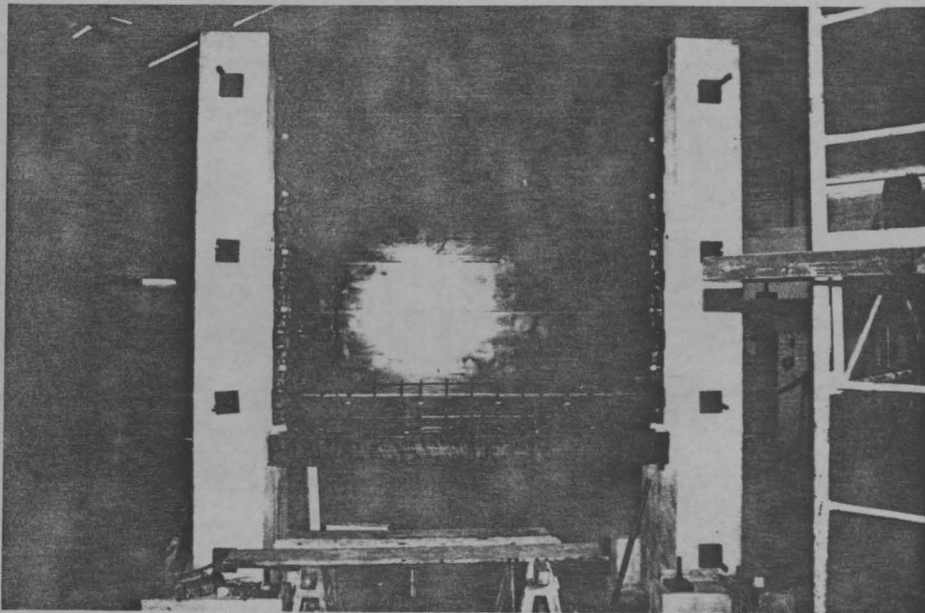


Bild 2.1: Versuchsrahmen, konstruktive Randbewehrung und Betoplanschaltung auf der Druckseite der Wand (Bild 3 aus /Tim79/)

Auf jeder Seite des Rahmens ist eine Stahlbetonstütze monolithisch mit einem Stahlbetonfundament verbunden, welches seinerseits mit Hilfe von vier Gewindespannstählen gegen den Fußboden der Versuchshalle vorgespannt ist. Diese Konstruktionsform ermöglichte es, die Wand nach Versuchsende mittels eines Hallenkranes aus dem Versuchsstand herauszuheben. Hierzu mußte zuvor einer der beiden oberen Profilträger (Riegel) aus den Stützen herausgenommen werden. Anschließend wurden die zwei ohne Fuß ausgebildeten Stützen von der entsprechenden Hauptstütze gelöst und zur Seite transportiert.

Im Bereich des unteren Rahmenriegels sind Konsolen monolithisch

mit den Stützen verbunden, die das gesamte Eigengewicht der Wand und der Belastungskonstruktion (Traversen, Spannstangen, Pressen) aufzunehmen hatten. Auf der Innenseite des Rahmens ist längs der vertikalen Verbindungslinie der Stützen zur Aufnahme der seitlichen Rollenlager eine mit Stahlprofilen verstärkte U-förmige Aussparung in die Stützen eingelassen.

Konstruktive Einzelheiten sowie die wesentlichen Abmessungen können dem Anhang A entnommen werden. Die folgenden beiden Fotos sollen einen Eindruck von der Gesamtkonzeption der Versuchsdurchführung geben.

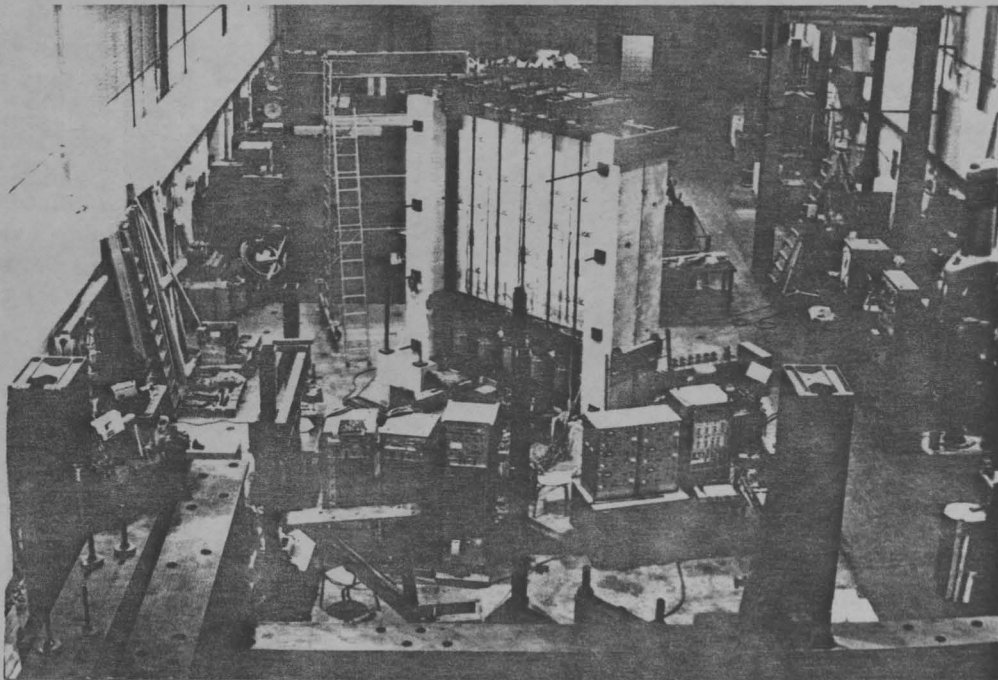


Bild 2.2: Versuchsstand, Ansicht "Zugseite der Wand" (Bild 5 aus /Tim79/)

Für die Versuche an den hohen Wänden der 3. Stufe, mußten die Stiele des Prüfrahmens um ca. 1,60 m aufgestockt werden. Dazu wurden vier Aufstockungsteile als Aufsatz für die vorhandenen Stiele konstruiert, hergestellt und mit den alten Stielen starr verbunden (siehe Bild 2.3).

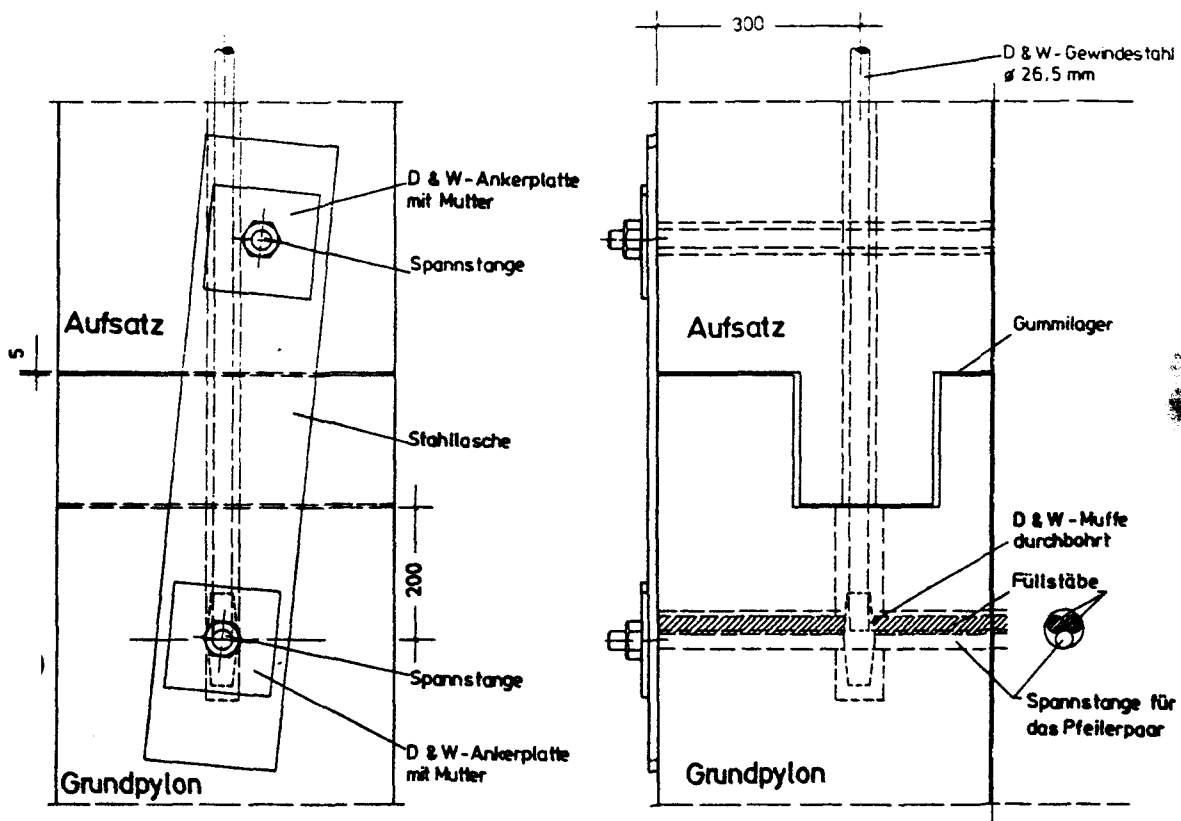


Bild 2.3: Aufstockung der Pylone: Ansichten (Bild 1 (oben) aus /BGS86/)

### 2.2.3 Lager- und Belastungskonstruktion

Die Lagerung der vertikalen Ränder erfolgte über sechs (bei den Wänden W 14 und W 15 zehn) nahtlose Stahlrohre  $\phi$  114,3 mm. Die Befestigung der Rohre am Wandrand ist den Bildern A 10 und A 12 zu entnehmen. Die Stahlrohre wurden in der 1. Stufe über geschweißte Bleche mit je drei Gewindebolzen M 16 im Prüfkörper verankert. Für die Stufen 2 und 3 wurden die Rohre an einbetonierte Stahlplatten angeschweißt. Die Lage der Rollen wurde nach der Vermessung der Wände und Bestimmung der rechnerischen Mittelebene genau eingemessen. Anschließend wurden die Rollen angeschraubt (Stufe 1) oder angeschweißt (Stufen 2 und 3).

In Stufe 2 und Stufe 3 wurde die unterste vertikale Lagerrolle halbiert, weil die Herstellung der Prüfkörper außerhalb des Prüfrahmens eine Verbreiterung des Auflagers erforderlich schien ließ. Zu diesem Zweck wurde eine Konsole angeordnet, mit deren Hilfe die Auflagerbreite von ursprünglich 2,0 cm auf 8,0 cm vergrößert wurde. Wie sich später herausstellte war diese Änderung nicht erforderlich, weil die Fertigungstoleranzen unter 0,5 cm blieben und damit die vorhandene Lagerbreite ausgereicht hätte.

In der 3. Stufe lag der Unterschied zu den vorigen Versuchsreihen bei den 3-seitig gelagerten Wänden weiterhin darin, daß der Versuchskörper an dem unbelasteten, freien Rand keinen Berührungspunkt mit dem Versuchsrahmen hatte.

Auf den waagerechten Rändern wechselten Lagerrollen und Lastbarren (Halbrund aus St. 70,  $l=250$  mm,  $r=45$  mm) einander ab (vgl. Bild 2.4). So wurden die Bereiche Lagerung und Lasteinleitung eindeutig voneinander getrennt. In Stufe 1 erfolgte die Verankerung im Rollenbereich über Gewindebolzen M 16, in den Stufen 2 und 3 hingegen wurden diese angeschweißt.



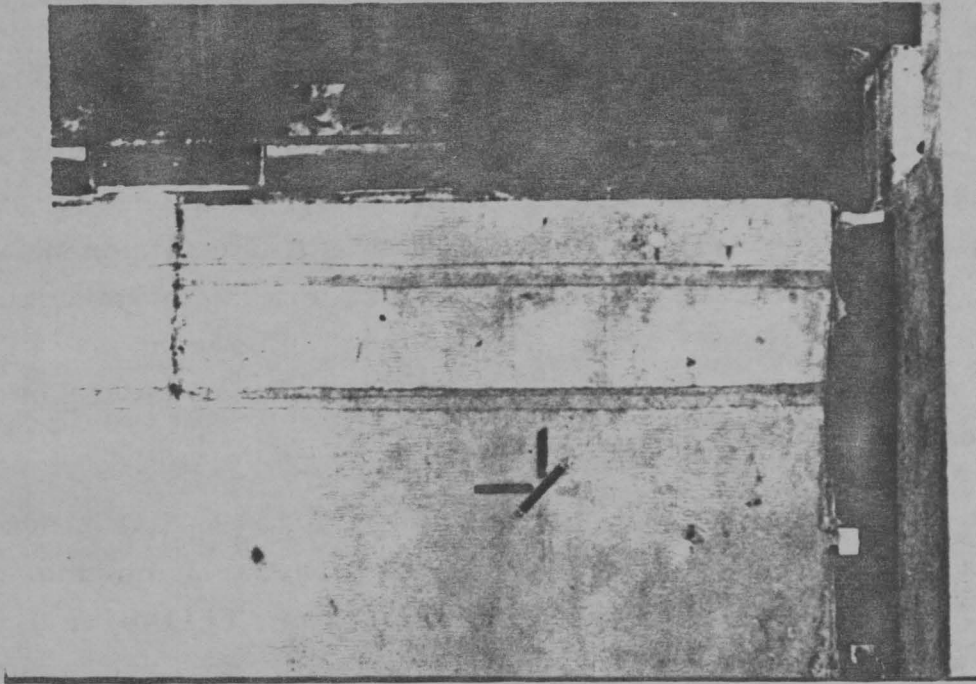


Bild 2.4: Horizontaler Lager- und Lasteinleitungsbereich der Wandversuche Stufe 1 (Bild 8 aus /Tim79/)

Die vertikalen Lagerrollen lagen in den U-förmigen Aussparungen der Stiele (siehe Bild 2.5). Zur Verminderung der Reibung wurden in den Aussparungen Teflonstreifen aufgeklebt, die nach jeder Stufe aufgebraucht waren und somit erneuert werden mußten. Die horizontalen Lagerrollen wurden geschmiert.

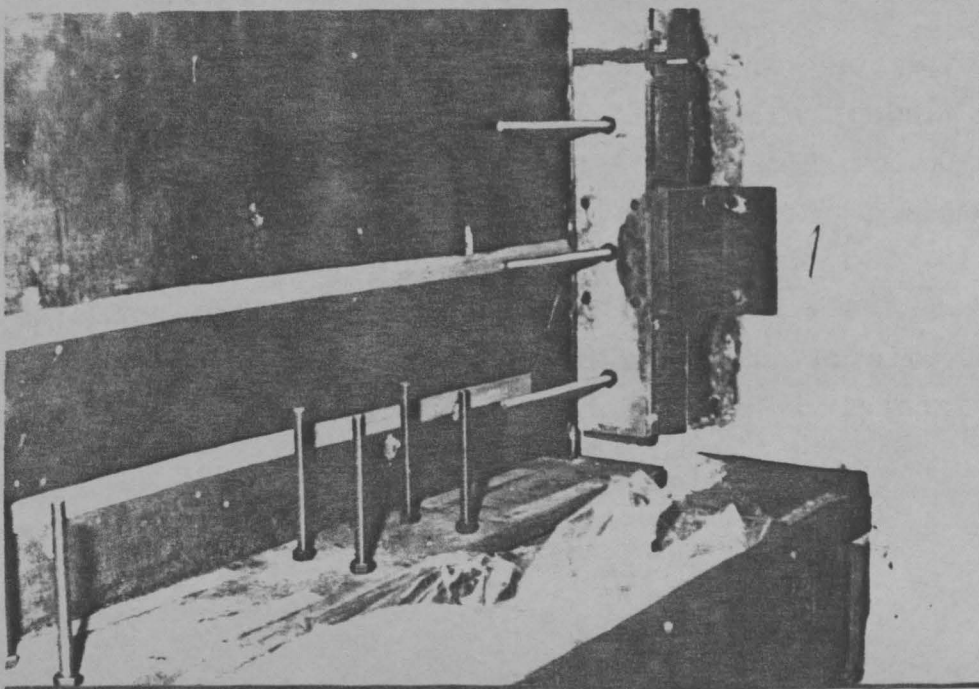


Bild 2.5: Vertikale Rollenlager mit Montagehalterung und Gewindeanker (Bild 7b aus /Tim79/)

Die zwölf Spannstangen, die paarweise die Traversen der Lasteinleitung miteinander verbanden, wurden bei den Stufen 2 und 3 neu kalibriert. Diese Eichung wurde vorgenommen, um festzustellen, ob die aufgeklebten Dehnungs-Meßstreifen (DMS) einwandfrei arbeiteten und ob die großen Belastungen in den vorangegangenen Versuchen möglicherweise bereits zu bleibenden Verformungen geführt hatten. Beide Annahmen erwiesen sich jedoch als unbegründet. Die Abweichung zwischen erster und zweiter Kalibrierung der Spannstange 1 blieben beispielsweise deutlich unter 1 %.

Bei den 4-seitig gelagerten Wänden der Stufe 3 mit einem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  mußten für die Versuchsdurchführung der Versuchsstand und die Belastungskonstruktion teilweise neu konstruiert werden. Die neuen Wandabmessungen machten einen Umbau folgender Konstruktionsteile erforderlich:

- Aufstocken der Stiele (Pylone) des Prüfrahmens auf die entsprechende Höhe und Zusammenschieben des Stielabstandes auf die entsprechende Wandbreite,
- Verlängern der Spannstangen der Belastungseinleitung mit Muffenstößen,
- Umbauen einiger Stahlteile, Traversen etc.,
- Herstellen neuer Rollen für die Lagerung,
- und Umbauen und Anpassen der Halterung der Meßeinrichtung.

Die Lasteinleitung in den Prüfkörper erfolgte mit sechs (vier bei den hohen Wänden) als Gleichgewichtssystem ausgeführte Spannrahmen der Konstruktion "Traverse - Spannstangen - Pressen", deren Eigengewicht während der Versuchsdurchführung über das obere Lasthalbrund in die Wand zu den Stützenkonsolen eingeleitet wurde (vgl. Bilder A 1 bis A 8). Zur Vermeidung einer Vorbelastung der Wand wurden die oberen Traversen bis zum Versuchsbeginn gegen die beiden horizontalen Stahlträger IPB 200 verkeilt (siehe Bild 2.6).



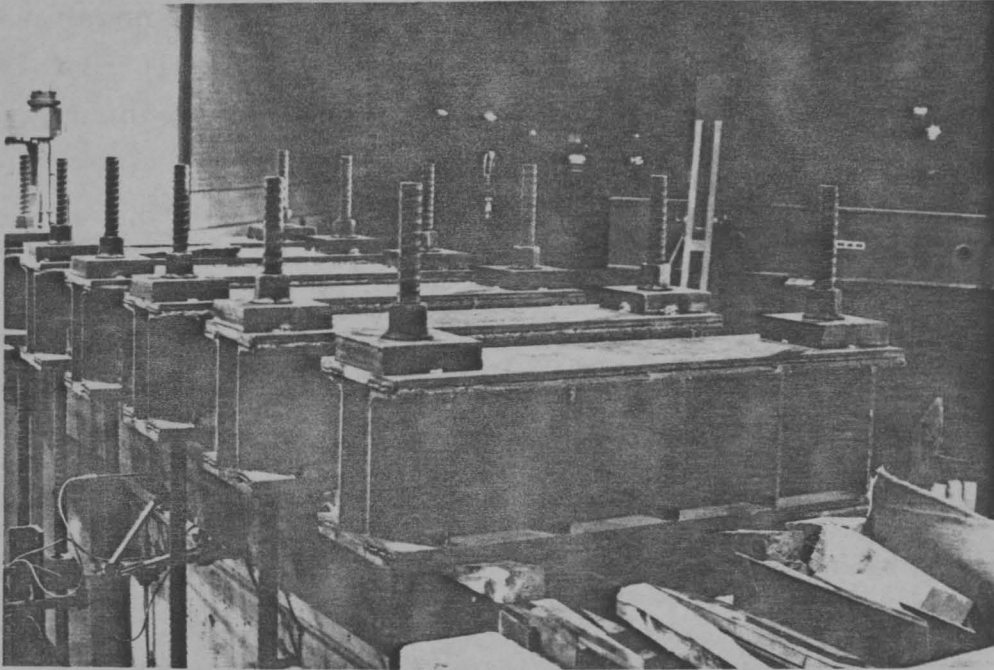


Bild 2.6: Blick entlang der oberen Traversen vor Versuchsbeginn (Bild 9 aus /Tim79/)

Die Spannrahmen wurden normal zur Wandebene durch beidseitige Fixierung ihrer unteren Traversen ausgesteift. Ein vertikales Gleiten blieb möglich. Darüber hinaus waren in jedes Lasthalbrund zwei Zapfen eingelassen, die in Bohrungen der gegenüberliegenden Stahlblöcke eingriffen (vgl. Bild 2.4 und Bild A 2, Schnitt B-B). Die gegenseitige Aussteifung der Spannrahmen war parallel zur Wandebene durch zwei aus U-Profilen bestehende Gelenkketten gewährleistet. Die Spannstangen (St. 85/105,  $\phi$  32 mm) und die Traversen waren mittels Sechskantzahnmuttern über Ankerplatten miteinander verbunden.

Die sechs Lukas-Pressen HZG 280/220/100 mit einer Nennleistung von 2000 kN je Presse standen zentrisch unter den Traversen (vgl. Bild 2.7). So wurde die Last sowohl in die oberen als auch in die unteren Traversen stets mittig eingeleitet (symmetrische Beanspruchung des Spannrahmens). Die bezüglich der Wand maßgebende Lastausmitte wurde durch die eingemessene Lage des Lasthalbrunds eingestellt.

Die Pressen erhielten während des gesamten Versuchs mittels eines hydraulischen Pumpenaggregats den Maximaldruck; die Druckabgabe an den Pressenzylinder erfolgte über ein elektronisch gesteuertes

Servoventil (Soll-Druckvorgabe für jeden Spannrahmen). Der Ist-Wert der eingeleiteten Last wurde für jeden Spannrahmen aus den gemessenen Dehnungen der beiden Spannstangen (mittels DMS) unter Beachtung der bei der Kalibrierung ermittelten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen errechnet.

Zur Einleitung der auftretenden großen Lasten war entlang der horizontalen Wandränder eine bewehrte konsolenartige Verstärkung der Wände erforderlich. Um die Drillsteifigkeit zu reduzieren wurde die Konsole stückweise durch das Einlegen einer Sperrholzplatte unterbrochen.

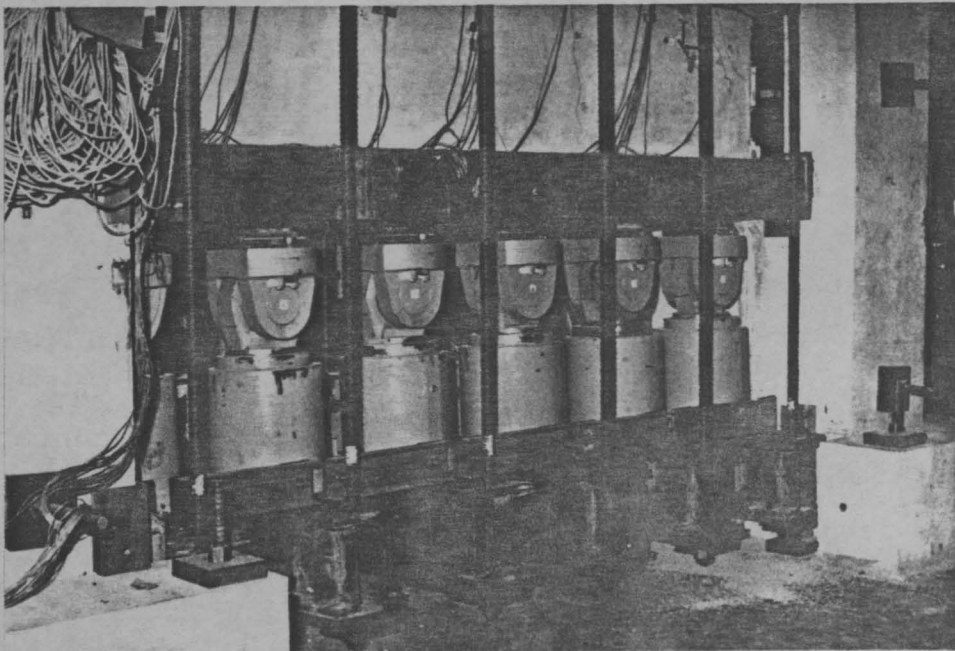


Bild 2.7: Untere Traversen und Pressen während der Montage, Ansicht "Zugseite" (Bild 10 aus /Tim79/)

Die Versuchssteuerung erfolgte bei allen Versuchen der Stufe 3 mit einem Tischrechner vom Typ 4051 der Firma Tektronix, der auch mit den nötigen Peripheriegeräten ausgestattet war. Somit konnten alle Meßwerte bei jeder Laststufe für die spätere Auswertung automatisch gespeichert und für eine umfangreiche Versuchsauswertung dem Institutsrechner zugeführt werden.

## 2.3 Versuchskörper

### 2.3.1 Wahl der Versuchsparameter

#### Allgemeines

Betonwände sind infolge der Belastungen aus aufliegenden Deckenplatten, Unterzügen, Konsolen oder Rahmenriegel im allgemeinen ausmittig durch wandparallele Lasten beansprucht. Während die Annahme mittig eingeleiteter Normalkräfte für Stahlbleche wegen ihrer geringen Dicke bei einer Beuluntersuchung in vielen Fällen zu befriedigenden Ergebnissen führt, muß zur Vermeidung größerer Unsicherheiten eine vorhandene Lastausmitte für Betonwände bei der Bruchlastermittlung berücksichtigt werden. Im Gegensatz zu /Ern52/ und /SRB74/ werden daher bei den vorliegenden Versuchen wie auch bei den Braunschweiger Modellversuchen /K-S73/ exzentrisch beanspruchte Wände untersucht. Da mit /K-S73/ erste Erkenntnisse über das Tragverhalten normal bewehrter, 4-seitig gelenkig gelagerter Betonwände vorlagen, sollten die jetzigen Versuche Aufschluß geben über das Trag- und Verformungsverhalten unbewehrter und schwach bewehrter, 3-seitig und 4-seitig gelagerter Wände. Anders als bei unbewehrten Wänden sind Hauptdehnungen und Hauptspannungen von Stahlbetonwänden oberhalb der Rißlast nicht mehr coaxial (/Sch76/, /Lin76/); infolgedessen ist die Ermittlung des Spannungszustandes in der Wand ebenso wie die Rißentstehung neben anderen Einflußgrößen auch abhängig von der Lage der Bewehrung, dem Verbund zwischen Bewehrung und Beton sowie der Verdübelungswirkung der Bewehrungsstäbe zwischen den Rißufern.

Versuche an unbewehrten Betonwänden eröffnen daher die Möglichkeit, zur Überprüfung von Berechnungsmodellen ohne die sonst erforderlichen Annahmen zum Einfluß der Bewehrung auf das Verformungsverhalten der Wand auszukommen.

Die bezogenen Lastausmitten wurden in einem Wertebereich von  $0,10 \leq e/d \leq 0,20$  festgelegt, um einerseits den Einfluß ungewollter Ausmitten (Fertigungstoleranzen) auf das Versuchsergebnis gering zu halten und andererseits auf dem Querschnitt der unverformten Wand nur Druckspannungen zu erzeugen. Hiermit war gemäß

den Ergebnissen entsprechender rechnerischer Voruntersuchungen sichergestellt, daß für die Schlankheitsverhältnisse das Versagen der Wand außerhalb des Lasteinleitungsbereiches erfolgen würde.

Im ersten Versuch trat das Versagen der Wand in einer der beiden oberen Eckbereiche (Konsole) ein. Elastische Vergleichsrechnungen nach der Finite-Element-Methode wiesen bei Vorgabe eines konstanten Ausmittenverlaufs auf der Wandoberfläche in den Eckbereichen die maximalen Hauptspannungen aus. Um die Gefahr des Bruches in den Wandecken auszuschließen, wurde daher für die Versuche W 3 bis W 15 ein veränderlicher Ausmittenverlauf angestrebt, dessen Ordinaten in den Ecken zu Null werden sollten. Dieses sollte ein parabolischer Verlauf der Lastexzentrizität erfüllen, dessen maximale Ordinate bei den 4-seitig gelagerten Wänden in der Mitte der Wand und bei den 3-seitig gelagerten Wänden am freien Rand lag. Diese Belastung dürfte auch weitgehend den in der Praxis tatsächlich vorkommenden Verhältnissen entsprechen, weil die für die vertikale Wandlagerung vorhandenen aussteifenden Wandscheiben einen Teil der Deckenbelastung ableiten und somit in den Eckbereichen der betrachteten Wand zu einer "Zentrierung" der Last beitragen.

Die Bedingung, daß die Momentensumme bei parabolischer und konstanter Ausmitte gleich sein muß, wurde auch hier eingehalten. Bei gegebener konstanter Ausmitte  $e_k/d$  ergibt sich dann die parabolische Ausmitte bei Definition der Eingangsgrößen gemäß Bild 2.8:

- bei 3-seitiger Lagerung zu

$$e(x) = \frac{3e_k}{b} x \left(1 - \frac{x}{2b}\right) \quad (1-a)$$

- bei 4-seitiger Lagerung zu

$$e(x) = \frac{6e_k}{b} x \left(1 - \frac{x}{b}\right). \quad (1-b)$$

Zur Realisierung des parabolischen Verlaufs der Ausmitte mußte jedoch eine Vereinfachung der Ausmitte in Kauf genommen werden. Der parabolische Verlauf der Ausmitte wurde durch einen treppenförmigen ersetzt, die einzelnen Lastthalbrunde wurden auf jeweils einer Treppenstufe angeordnet. Dieser angenäherte, treppenförmige Verlauf wurde aus der Bedingung bestimmt, daß die Fläche unter jeweils einer Treppenstufe gleich der Fläche des entsprechenden

Parabelabschnitts ist. Somit erfüllt die Treppenkurve die Bedingung für die Momentensumme und es ergibt sich folgende Bestimmungsgleichung für die i-te Treppenstufe:

- bei 3-seitiger Lagerung

$$e(x) = \frac{1}{x_{i+1}-x_i} \left( \frac{3e_k}{2b} (x_{i+1}^2 - x_i^2) - \frac{2e_k}{(2b)^2} (x_{i+1}^3 - x_i^3) \right) \quad (2-a)$$

- bei 4-seitiger Lagerung

$$e(x) = \frac{1}{x_{i+1}-x_i} \left( \frac{3e_k}{b} (x_{i+1}^2 - x_i^2) - \frac{2e_k}{b^2} (x_{i+1}^3 - x_i^3) \right). \quad (2-b)$$

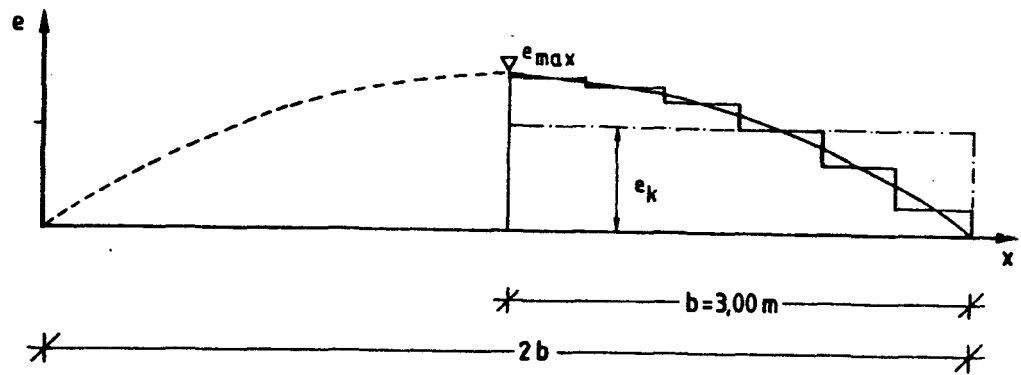
Für die hier vorliegenden Verhältnisse können die von  $x_i$ -abhängigen Werte ausgewertet und tabellarisch zusammengefaßt werden. Das Maß der Ausmitte der jeweiligen Punkte läßt sich dann mit der einfachen Formel

$$e_i = C_i e_k \quad (3)$$

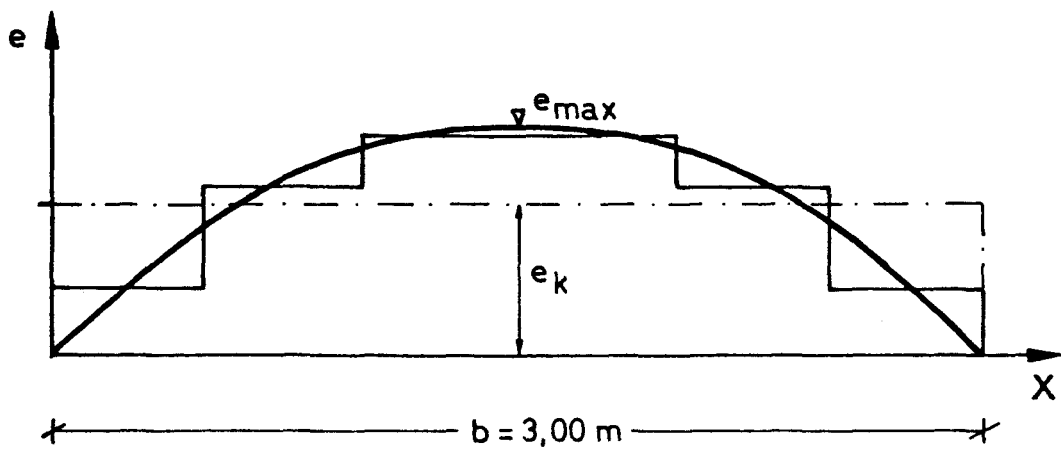
mit den Koeffizienten  $C_i$  gemäß Tabelle 2.5 angeben.

<b>3-seitige</b> <b>Lagerung:</b> 6 Pressen b = 3,0 m h/b = 1,0	i	1	2	3	4	5	6	7
	x(i)	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
	Parabel	0,2396	0,6562	0,9896	1,2396	1,4062	1,4896	
	Treppen- kurve	0,2361	0,6528	0,9861	1,2361	1,4028	1,4861	
<b>4-seitige</b> <b>Lagerung:</b> 6 Pressen b = 3,0 m h/b = 1,0	i	1	2	3	4	5	6	7
	x(i)	0,0	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0
	Parabel	0,4583	1,1250	1,4583	1,4583	1,1250	0,4583	
	Treppen- kurve	0,4444	1,1111	1,4444	1,4444	1,1111	0,4444	
<b>4-seitige</b> <b>Lagerung:</b> 4 Pressen b = 2,3 m h/b = 2,0	i	1	2	4	4			5
	x(i)	0,0	0,575	1,15	1,725			2,3
	Parabel	0,6562		1,4062	1,4062		0,6562	
	Treppen- kurve	0,6250		1,3750	1,3750		0,6250	

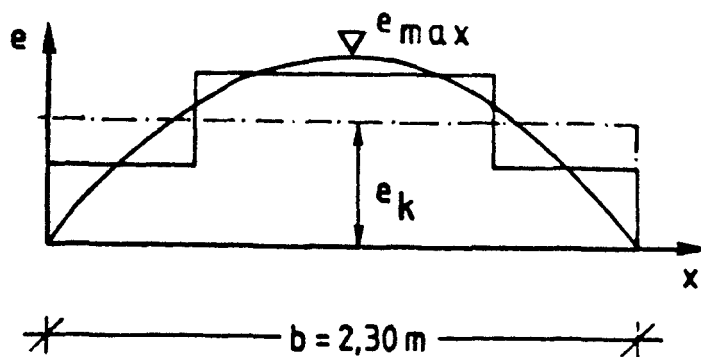
**Tabelle 2.5:** Koeffizienten  $C_i$  der Gleichung (3)



a) 3-seitig gelagerte Wände (6 Pressen)



b) 4-seitig gelagerte Wände:  $b = 3,00 \text{ m}$  (6 Pressen)



c) 4-seitig gelagerte Wände:  $b = 2,30 \text{ m}$  (4 Pressen)

Bild 2.8: Verlauf der parabolischen Ausmitte

Einen Gesamtüberblick über die Geometrie, die Werkstoffkenngrößen sowie die örtliche und quantitative Anordnung der Bewehrung in den Versuchswänden geben die Tabellen 2.2 bis 2.4 wieder. Im folgenden

soll nur kurz beschrieben werden, wie die Versuchskörperabmessungen festgelegt wurden.

#### Versuchsparameter der 1. Stufe

Zur Berücksichtigung des geometrisch nichtlinearen Anteils (Verformungsanteil) im Tragverhalten der Wand wurden die Wand-schlankheiten auf den Bereich  $30 \leq h/d \leq 40$  festgelegt. Um einen deutlichen Einfluß der vertikalen Lagerung auf die Bruchlast der unbewehrten Wände erwarten zu dürfen, wurde das Seitenverhältnis hier einheitlich zu  $h/b=1,0$  gewählt. Die geometrischen Abmessungen der Versuchswände wurden somit wie folgt festgelegt:

Höhe = 300 cm  
Breite = 300 cm  
Dicke = 8 - 10 cm

#### Versuchsparameter der 2. Stufe

An den Abmessungen der Versuchskörper wurde gegenüber denen der 1. Stufe, ausgehend von den Überlegungen dazu, nichts geändert.

#### Versuchsparameter der 3. Stufe

Für die quadratischen, 3-seitig gelagerten Wände W 11 - W 13 wurden die gleichen Abmessungen gewählt, wie für die 4-seitig gelagerten Wände W 1 - W 10 der 1. und der 2. Stufe. Die Wand-dicken wurden dabei auf 8 cm begrenzt, um bei der geringen Anzahl von Versuchen möglichst große Schlankheiten zu erreichen und somit die Wahrscheinlichkeit eines Stabilitätsversagens zu erhöhen.

Für die 4-seitig gelagerten Wände W 14 und W 15 mit einem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  wurden die Versuchskörperabmessungen mit

Höhe = 460 cm  
Breite = 230 cm  
Dicke = 8 cm

festgelegt. Mit diesen Versuchen sollte das mehrwellige Beulverhalten studiert werden. Das Seitenverhältnis von  $h/b=2,0$  wurde aus

dem Grunde gewählt, daß erst ab  $h/b=1,75$  eine mehrwellige Beulfigur zu erwarten ist (vgl. /BMS84/). Für die Wahl der Wanddicken wurde von ähnlichen Überlegungen wie bei den 3-seitig gelagerten Wänden ausgegangen.

Die Wahl der Systembreite bei diesen Versuchen basierte auf folgenden Überlegungen:

Die Fundamente des Prüfrahmens wurden auf den Fußboden der Versuchshalle des Instituts, der zu diesem Zweck in regelmäßigen Abständen Löcher enthält, gespannt. Damit für die Vorspannung der Fundamente keine zusätzlichen Zwischenlöcher gebohrt werden mußten, wurde der Abstand der Fundamente untereinander mit  $n$ -fachem Lochabstand festgelegt. Mit Rücksichtnahme auf die in der Praxis vorkommenden Verhältnisse ergab sich schließlich eine Wandbreite von 230 cm.

### 2.3.2 Herstellung der Versuchskörper

#### Allgemeines

Die Größe der Betonfestigkeit war unter Berücksichtigung der durch den Versuchsstand vorgegebenen Randbedingungen begrenzt. Die maßgebenden Kriterien waren dabei eine ausreichende Sicherheit der Belastungskonstruktion und der Lasteinleitungsbereiche des Prüfkörpers. Diese Überlegungen führten zur Wahl eines Betons mit vergleichsweise geringer Güte.

Die Versuchskörper der 1. Stufe konnten noch direkt im Institut im Versuchsstand stehend eingeschalt, bewehrt und betoniert werden. Dies war bei den Wänden der Stufen 2 und 3 nicht möglich, weil zur fraglichen Zeit die Kapazität der institutseigenen Fertigungseinrichtungen bereits voll ausgelastet war. Die Herstellung der Versuchskörper übernahm freundlicherweise die Firma MUNTE in ihrem Fertigteilwerk in Salzgitter.

Aus Gründen der Einfachheit wurde dann auch von der stehenden zur liegenden Fertigung übergegangen. Aus der ersten Stufe war bekannt, daß die stehende Fertigung sehr hohe Anforderungen an die Steifigkeit der Schalung stellt und daß die große Fallhöhe des Frischbetons in Verbindung mit dem hohen Bewehrungsgrad in den



Randbereichen beim Einbringen des Betons die Gefahr der Entmischung und der Kiesnestbildung in sich birgt.

All dies vermeidet man bei liegender Fertigung, problematisch ist hier allerdings das Entschalen der unbewehrten Prüfkörper. Da sich der Kipptisch der Firma MUNTE jedoch beinahe senkrecht stellen ließ und offenbar auch gewissen Erfahrungen bei dem mit der Herstellung betrauten Personal im Umgang mit derartigen Bauteilen vorhanden war, konnten die Biegespannungen minimal eingehalten werden.

Ein weiterer kritischer Punkt war dann der Transport. Er wurde auf einem Sattelaufleger mit A-Bock durchgeführt, wie er üblicherweise für derartige Bauteile verwendet wird. Nach der Ankunft im Institut wurden die Prüfkörper sofort auf äußere Beschädigungen hin untersucht, es konnten jedoch keine festgestellt werden.

Zur Aufnahme der aus der Verankerung der Rollenlager resultierenden Zugspannungen bzw. der aus der Lasteinleitung hervorgerufenen Spaltzugkräfte war bei sämtlichen Versuchskörpern eine umlaufende konstruktive Randbewehrung erforderlich. Diese bestand aus Stabstahl verschiedener Durchmesser der Güte 420/500 RK.

Neben der jeweiligen Wand wurden die üblichen Körper zur Festigkeitsprüfung (Würfel: 15 x 15 x 15 cm; Prismen: 15 x 15 x 70 cm) betoniert.

#### Herstellen der Wände W 1 - W 5

Die Wände wurden stehend im Versuchsstand eingeschalt, bewehrt und betoniert. Bild 2.1 zeigt die auf der Konsolseite angebrachte Betoplanschaltung sowie die umlaufende konstruktive Randbewehrung.

Die Wände W 2 und W 3 wurden beidseitig mit Baustahlgewebematten R 131 der Güte 500/550 bewehrt. Als Betonüberdeckung wurde  $h'/d=0,15$  angestrebt.

Bild 2.9 bis Bild 2.11 vermitteln einen Eindruck von der fertig verlegten Bewehrung der Wände.

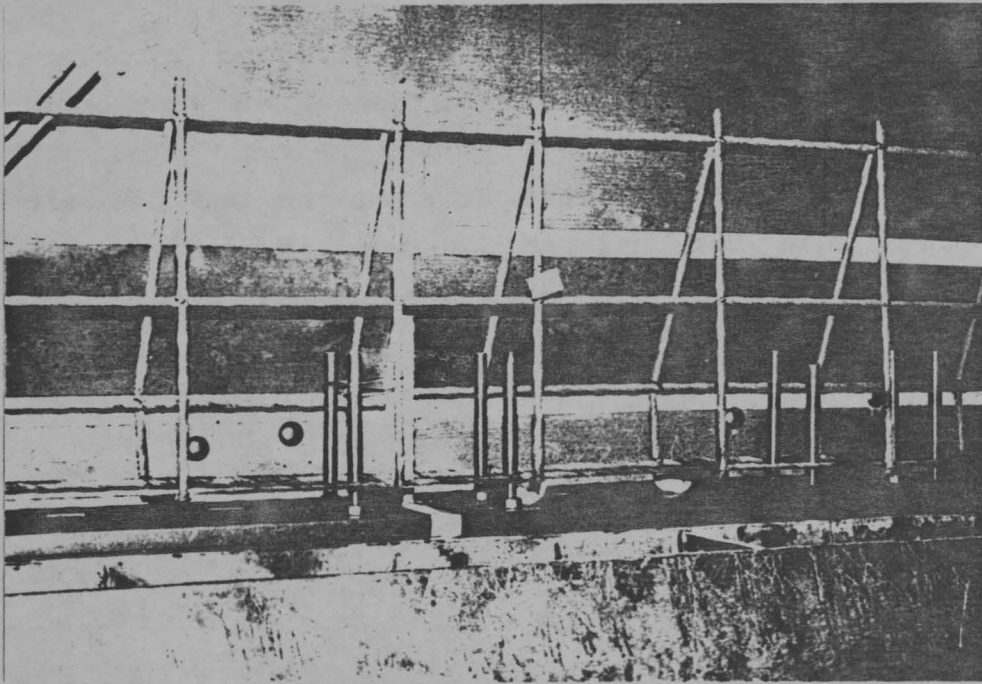


Bild 2.9: Untere Konsolbewehrung der Wand W 1 (Bild 13b aus /Tim79)

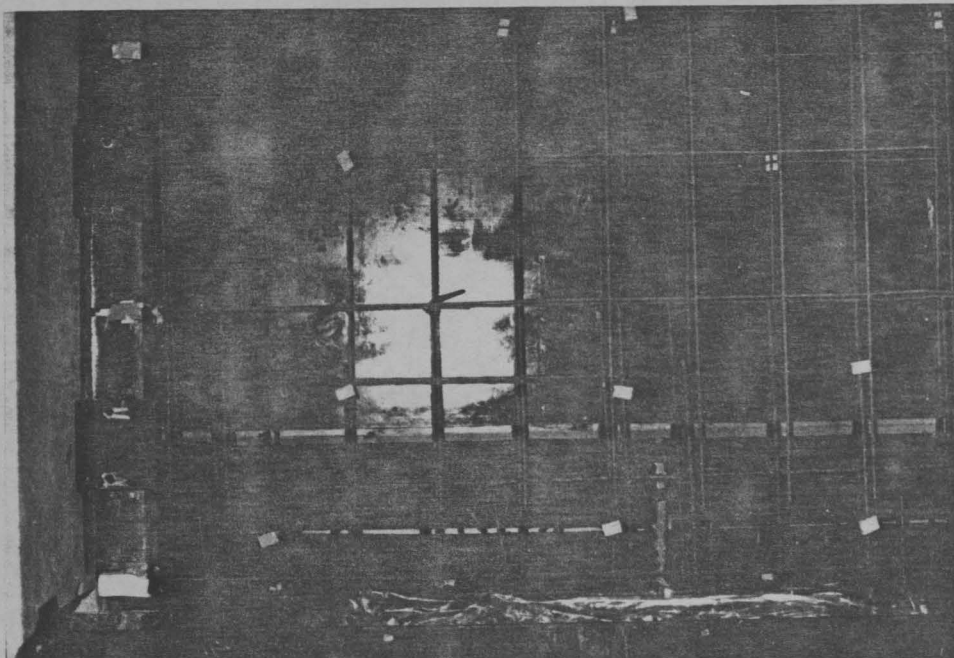


Bild 2.10: Wandbewehrung R 131 (beidseitig) und untere Konsolbewehrung der Wand W 2 (Bild 14 aus /Tim79)

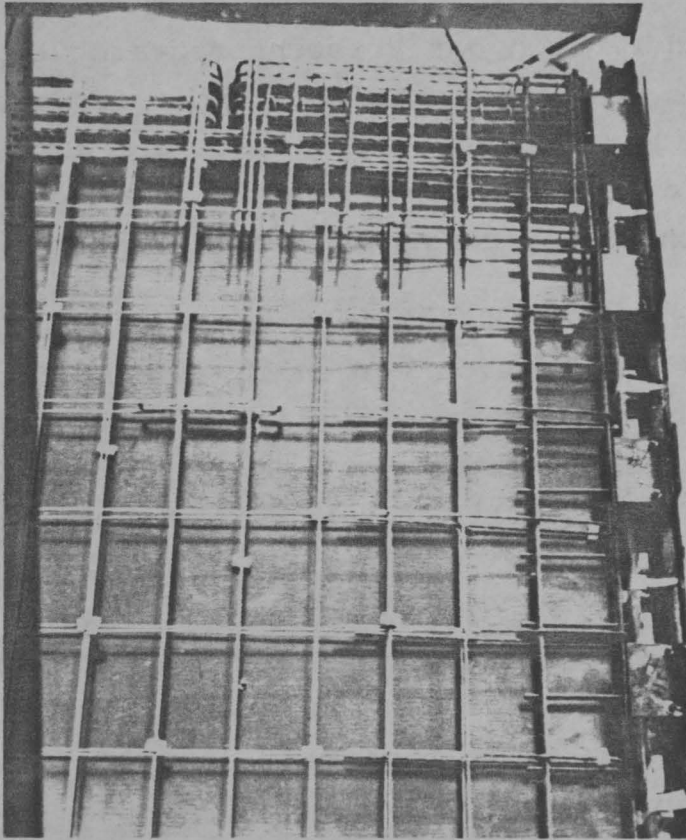


Bild 2.11: Wandbewehrung und vertikale Rollenlager der Wand W 3 (Bild 15b aus /Tim79)

Die Verdichtung des Betons erfolgte mittels Innenrüttlern und/oder Schalungsrüttlern. Die Prüfkörper zur Festigkeitsprüfung wurden auf dem Rütteltisch verdichtet. Zusätzlich wurden hier 3 Zylinder ( $\phi$  15 cm,  $h=30$  cm) sowie 3 Balken (15 x 15 x 70 cm) und ein Wandstreifen mit den Abmessungen  $b=50$  cm,  $h=300$  cm, was dem Lagerachsabstand entspricht, hergestellt.

#### Herstellen der Wände W 6 - W 10

Wie oben bereits erwähnt, konnten die Versuchskörper diesmal nicht im Prüfgerüst hergestellt werden, sondern wurden im Fertigteilwerk der Firma MUNTE in Salzgitter hergestellt.

Die Mischung für den verwendeten Beton wurde mit Hilfe der Stoffraumrechnung festgelegt und mit einem Vorversuch (Eignungsprüfung) überprüft. Das Hauptkriterium für die Mischung war die zu erzielende Festigkeit nach 28 Tagen. Aufgrund der durch den Versuchsstand gegebenen Randbedingungen ist es kaum sinnvoll, mit Bruchlasten kleiner 2 MN zu operieren und bei Einhaltung der erforderlichen Sicherheit nicht möglich, Bruchlasten größer 4,5 MN

zu erzielen. Mit Hilfe der durch das Versuchsprogramm vorgegebenen Parameter der Prüfkörper kann jetzt die Festigkeitsforderung abgeleitet werden. Nach einiger Rechnung ergibt sich ein Wert von 20 - 25 MPa für die Prismenfestigkeit nach 28 Tagen, sie kann aber bei den schlanken Wänden auch noch geringfügig höher liegen.

Als Zuschlag wurde Sand/Kies mit 16 mm Größtkorndurchmesser und einer Sieblinie im günstigen Bereich verwendet. Zur Erreichung der angestrebten Festigkeitswerte war dann eine Zementmenge von 200 kg PZ 35 F bei einem Wasserzementfaktor von 0,9 und 1940 kg Zuschlag gemäß Stoffraumrechnung erforderlich. Beim Vorversuch ergab sich ein Ausbreitmaß von 38,5 cm, ein Verdichtungsmaß von 1,09 und eine Frischbetonrohddichte von 2,32 kg/dm<sup>3</sup>. Damit war die Verarbeitbarkeit gewährleistet. Die Würfelfestigkeit betrug nach 7 Tagen 16 MPa bei einer Standardabweichung von 0,5 MPa und Normlagerung. Damit war eine Prismenfestigkeit zu erwarten, die im obengenannten angestrebten Bereich liegt.

Die ersten drei Versuche der 2. Stufe wurden mit dieser Mischung gefahren. Beim dritten Versuch stellte sich dann heraus, daß die Mischung doch zu empfindlich auf Änderungen des Wasserzementfaktors reagiert. Bei den ersten beiden Versuchen dieser Stufe war eine Prismenfestigkeit von 17 - 18 MPa erzielt worden, was alles in allem noch als planmäßig angesehen werden konnte. Beim dritten Versuch jedoch war der Wassergehalt etwas zu hoch, ohne daß die Auswirkung auf die Festigkeit unmittelbar erkennbar gewesen wäre. Die Streuung der Festigkeiten war erheblich größer als bei den vorangegangenen Versuchen und das Niveau war insgesamt deutlich abgefallen, sie lagen zwischen 8 und 17 MPa. Deshalb wurde für die letzten beiden Versuche die Zementmenge auf 250 kg/m<sup>3</sup> erhöht. Damit konnte die Empfindlichkeit in Bezug auf Änderungen des Wassergehaltes wirksam reduziert werden.

Die Prismenfestigkeit stieg, weil die Gesamtwassermenge nicht verändert wurde, jetzt auf ca. 27 MPa an. Diese war jedoch unbedenklich, da es sich um die Versuche mit der großen Schlankheit handelte und daher keine Gefahr der Überlastung der Versuchseinrichtung bestand.

Bei den 10 cm dicken Wänden wurde der Beton in zwei Chargen eingebracht. Die erste Charge mit einem Volumen von ca. 1000 l wurde

für den Randbereich der Wand verwendet. Außerdem wurden die ersten Probewürfel mit den üblichen Abmessungen hergestellt. Mit der zweiten Charge, die ein Volumen von ca. 500 l aufwies, wurde der Mittelbereich der Wand und die verbleibenden Nebenkörper hergestellt. Für die 8 cm dicken Wände mußte nur eine Charge mit 1000 l aufgewendet werden. Nach Einbringen des Betons wurde mit einer Rüttelflasche  $\phi$  80 mm verdichtet; die Oberfläche wurde abgezogen und geglättet.

Bei dem Versuchskörper Nr. 10 war die Herstellung insofern etwas komplizierter, als ja zwei durchgehende, 2 m lange vertikale Risse links und rechts im Abstand von 50 cm von der Wandmitte beider Herstellung bereits vorgeprägt werden sollten. Zu diesem Zweck wurden in die Oberfläche der Holzschalung an den entsprechenden Stellen ca. 10 mm tiefe und 5 mm breite Nuten gefräst, in die mittels der Klemmwirkung eines Keiles eine zweilagige PE-Folie eingespannt werden konnte. Diese Folie wurde nach oben gezogen und mit Nägeln an einem über die Schalung gelegten Kantholz befestigt. Beim Einbringen des Betons war nun darauf zu achten, daß auf beiden Seiten der Trennfolie immer der gleiche hydrostatische Druck auftrat um sicherzustellen, daß die Rißebene eine Ebene bleibt und daß vor allem die Folie nicht aus ihrer Verankerung gerissen wird.

Für die Feldbewehrung der Wände wurden geschweißte Betonstahlmatten R 131 der Güte 500/550 RK verwendet.

#### Herstellen der Wände W 11 - W 15

Auch diese Versuchskörper wurden im Fertigteilwerk der Firma MUNTE in Salzgitter hergestellt.

Als Zuschlag wurde Sand/Kies mit 16 mm Größtkorndurchmesser und einer Sieblinie im günstigen Bereich verwendet. Um die angestrebten Festigkeitswerte zu erreichen, waren für  $1940 \text{ kg/m}^3$  Zuschlag  $265 \text{ kg/m}^3$  Zement PZ 35 F bei einem Wasserzementfaktor von 0,8 erforderlich. Da jedoch bei der modernen Zuschlagbeschickungsanlage der Firma MUNTE die Eigenfeuchte des Zuschlags nicht genau zu bestimmen war, wurde die Wassermenge nach direkter Begutachtung und unter Einhaltung der Ausbreitmaße des Konsistenzbereichs K2

während des Mischvorganges festgelegt. Hierbei mußte dieser zum Messen des Ausbreitmaßes und für eine eventuell notwendige Wasserzugabe wiederholt unterbrochen werden, bis die gewünschte Konsistenz erreicht war.

Die Oberfläche der Zugseite der Wand W 11 war, bedingt durch eine zu große Wasserzugabe, sehr porös und uneben, so daß für Wand W 12 eine geringere Wassermenge zugesetzt wurde. Dies hatte wiederum unerwartet hohe Festigkeitswerte von  $\beta_{W7}=32 \text{ N/mm}^2$  und  $\beta_{W28}=47 \text{ N/mm}^2$  zur Folge. Nach diesen zwei Versuchen wurde die Wassermenge so optimiert, daß bei den Wänden W 13 - W 15 sowohl gute Verarbeitbarkeit als auch die gewünschten Festigkeitswerte erreicht wurden und auch die Wandoberflächen den gewünschten Anforderungen entsprachen.

Der Frischbeton wurde in einer Charge mit einem Volumen von ca. 1200 l hergestellt und eingebracht. Zunächst wurden auch hier die Randbereiche, dann der Mittelbereich betoniert und die Begleitheile hergestellt. Die Verdichtung erfolgte mit Rüttelflaschen  $\phi$  50 bzw.  $\phi$  80 mm. Anschließend wurde die Oberfläche abgezogen und geglättet.

Für die Bewehrung der Wände W 11 - W 12 wurden geschweißte Listennetze 131/119 und für die Wand W 15 geschweißte Lagermatten R 221 der Güte BST 500/550 RK verwendet

Wie schon erwähnt, wurde zur Lasteinleitung entlang der horizontalen Wandränder eine konsolartige Verstärkung der Wände erforderlich. Um den Einfluß dieser Verstärkung gering zu halten, wurden hierin (auf der Druckseite) in regelmäßigen Abständen Trennbretter einbetoniert. Beim Ausschalen der Versuchskörper, insbesondere bei denen mit dem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$ , mußte mit größter Sorgfalt gearbeitet werden. Hierbei konnten aufgrund der Erfahrung des Personals, das mit der Herstellung und mit dem Umgang derartiger Bauteile vertraut war, die dabei entstehenden Biegespannungen minimal gehalten werden.

### 2.3.3 Vermessung der Versuchskörper

#### Allgemeines

Die genaue Ermittlung der Wandmittelebene, von der die Definierbarkeit der Lastexzentrizität maßgeblich abhängt, erforderte eine räumliche Beschreibung der Gestalt des Prüfkörpers, also dessen Vermessung.

Auf die wesentlichen geometrischen Beziehungen zur Wandtopographie soll in diesem Bericht nicht eingegangen werden. Nähere Angaben dazu enthalten die Abschlußberichte der 1. und der 3. Stufe (/Tim79/, /BGS86/).

#### Vermessung der Versuchskörper der 1. Stufe

Ausgehend von den Sollabmessungen der Wand wurde ihre Mittelebene für die Versuche W 1 und W 2 mit Hilfe von Metermaß und Wasserwaage bestimmt. Dieses Verfahren erwies sich jedoch als zu ungenau, weil die zum Betonieren verwendete Holzschalung wegen zu geringer Eigensteifigkeit vergleichsweise große ungewollte Verformungen des Frischbetons in der Schalung zuließ. Da aus Kostengründen eine wesentlich steifere Stahlschalung nicht verwendet werden konnte, wurde nach dem Ausschalen die Geometrie der Prüflinge W 3 bis W 5 mit Hilfe eines Sekundentheodoliten möglichst genau vermessen. In Bild 2.12 sind die durch die beiden gewählten Standorte des Theodoliten definierten optischen Bezugsebenen "Z" (auf der Zugseite der Wand) und "D" (auf der Druckseite der Wand) angedeutet. Mit Hilfe eines Teleskopmeters konnten die Ordinaten  $z$  auf beiden Seiten der Wand in den Schnittpunkten eines auf die Wand gezeichneten Rasters bestimmt werden.



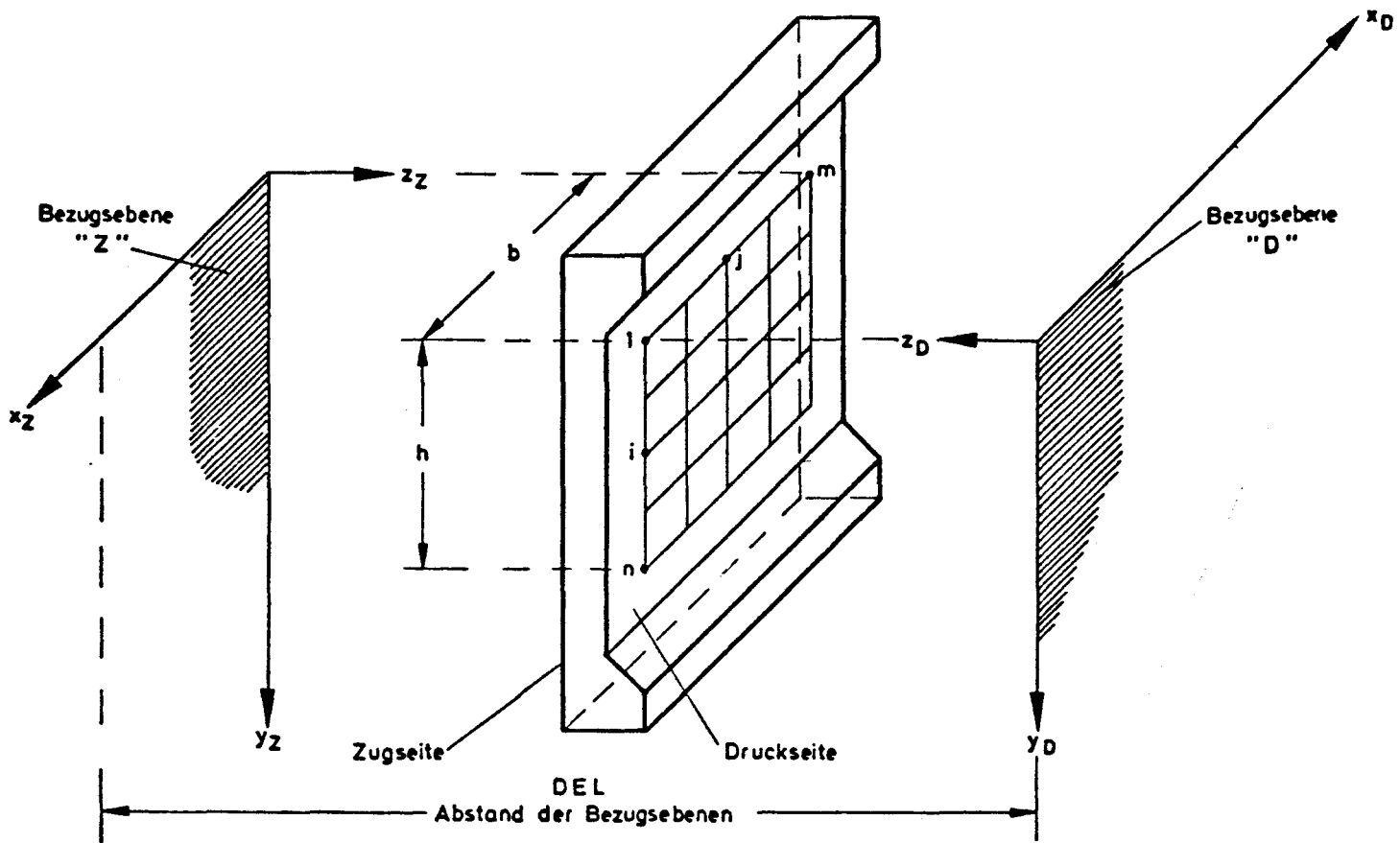


Bild 2.12: Prinzipskizze zur optischen Vermessung der Wände W 1 - W 5 (Bild 16 aus /Tim79/)

Zur Eliminierung des Kippachsenfehlers wurden die Messungen in zwei Lagen durchgeführt. Unter Beachtung des Abstandes DEL der beiden Bezugsebenen lassen sich die mittlere Wanddicke sowie die gesuchte Wandmittelebene errechnen.

Die Wanddicken der Wände W 3 bis W 5 wurden zunächst berechnet und anschließend durch Messungen mittels einer Schublehre überprüft. Die Wanddicken für W 1 und W 2 wurden über Bohrungen in den Rasterschnittpunkten allein mit Hilfe einer Schublehre bestimmt. Durch kubische Splinefunktionen nach /Spä73/ konnte die mit der Messung vorgegebene Werteanzahl erheblich verdichtet werden; hiermit war es möglich, den Verlauf der Wanddicken im Plattenbereich in anschaulicher Weise durch Höhenlinien darzustellen. Wie aus der Höhenliniendarstellung im Anhang A (Bilder A 14, A 32, A 50, A 68 und A 86) zu erkennen ist, traten besonders im Wandmittenbereich große Abweichungen gegenüber ihren Sollwerten auf. Da die Lasten genügend genau parallel zur Ebene eingeleitet wurden und ihre Lage hierauf bezogen ist, dürfen bei Nachrechnung der Versuche in



erster Näherung planparallele Wandoberflächen im Plattenbereich angenommen werden, deren gegenseitiger Abstand gleich dem Mittelwert der Waddicken ist.

Die Konsolen der Wände, deren Dicke in den Drittelpunkten der Wandbreite auf die jeweilige Waddicke reduziert ist, wurden ebenfalls in diskreten Punkten vermessen.

Zur Überprüfung der Lage der Bewehrungsstäbe wurden von den schwach bewehrten Prüflingen Wand W 3 und Wandstreifen NW 3 nach Versuchsdurchführung Bohrkerne  $\phi$  10 cm gezogen. Mit Hilfe einer Schublehre wurde der Abstand  $h'$  der Bewehrungsstabachsen zur Wandoberfläche ermittelt.

Bezogen auf die Wandmittelebene wurden die Lastexzentrizitäten unter Berücksichtigung der mittleren Waddicken errechnet. Hiermit konnten die Ordinaten  $z$  der Lagerrißlinien der durch den Theodoliten festgelegten Ebenen "Z" und "D" (vgl. Bild 2.12) ermittelt sowie die Lastthalbrunde eingemessen und an die in der Wand verankerte Stahlplatte angeschweißt werden. Nach Beendigung der Montagearbeiten wurden die Lager zur Feststellung der Ist-Exzentrizitäten nochmals vermessen.

#### Vermessung der Versuchskörper der 2. und der 3. Stufe

Die Vermessung geschah nach einem Verfahren, das sich an das bei der Stufe 1 verwendete Verfahren stark anlehnt. Es konnten jedoch noch einige Verbesserungen entwickelt werden, die bei höherer Genauigkeit auch eine Beschleunigung des Arbeitsablaufes zur Folge hatten.

Nach Ankunft der Prüfkörper im Institut wurden diese auf Hilfs-lager gestellt. Die Wände mit einem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  wurden zur Vereinfachung der Vermessungsarbeiten, insbesondere aber der notwendigen Schweißarbeiten, zur Anbringung der Last- und Lagerrollen, auf einem Längsrand gelagert. Das Aufstellen der Prüflinge erfolgte unter der Bedingung, daß die Wand möglichst vertikal stand und außerdem eine gewisse horizontale Ausrichtung parallel zur Vermessungsebene durch die Anordnung der Hilfs-lager erreicht wurde. Anschließend wurde ein Sekundentheodolit auf der Zugseite der Wand aufgestellt und zwar so, daß die von dem Theodo-

lit aufgespannte vertikale Ebene möglichst der noch zu ermittelnden Wandmittelebene komplanar war. Die Genauigkeit, mit der diese Bedingung erfüllt werden mußte, um die Genauigkeit der eigentlichen Messung nicht zu gefährden, war geringer als man zunächst annahm. Da die Abweichung der Neigungswinkel von der Wandoberfläche und Wandmittelebene nur im Bereich  $< 1$  Grad lag, konnten diese Forderungen problemlos unter Einsatz einer Wasserwaage erfüllt werden. Der größte aufgrund dieser Schiefstellung auftretende Längenfehler betrug, bezogen auf 100 mm Wanddicke,  $2,5 \cdot 10^{-3}$  mm und konnte damit bedenkenlos vernachlässigt werden. Von nicht geringer Bedeutung ist jedoch der Einfluß einer Schiefstellung auf die Ermittlung der gesamten Wandmittelebene und damit auf die Lage der exzentrisch angeordneten Lastthalbrunde. Dieser Einfluß konnte allerdings bei der späteren Auswertung berücksichtigt werden.

Zur Durchführung der Vermessung mußte jetzt noch das Vermessungsraster festgelegt werden. Dieses Raster stellt eine Übermenge des Rasters der Dehn- und Weggrößenmessung dar. Es ist klappsymmetrisch und weist einen Grundabstand in beiden Richtungen von genau 500 mm auf, wobei im Bereich von Rändern und Konsolen den Erfordernissen entsprechend verdichtet wurde.

Mittels eines Teleskopmeters wurde nun wie bei der Vermessung von Stufe 1 der Abstand der Rasterpunkte auf der Wandoberfläche von der vom Theodoliten aufgespannten Ebene bestimmt. Dies ist sehr einfach möglich, indem man nämlich das Teleskopmeter solange hin- und herschwenkt, bis man das Minimum auf der Skala abliest. Damit ist gleichzeitig die Bedingung erfüllt, daß das Teleskopmeter normal auf der Theodolitenebene steht. Im Gegensatz zur Stufe 1, wo die gleichen Messungen noch einmal in der zweiten Lage durchgeführt wurden, wurde jetzt sofort die Druckseite vermessen. Die Messung in der zweiten Lage konnte entfallen, weil es hier ja nicht sosehr darauf ankommt, die absolute Lage einzelner Punkte im Raum zu definieren, sondern vielmehr die relative Lage in Bezug auf ein frei wählbares Bezugssystem zu suchen war. Deshalb wurde mit einer Zusatzmessung die Lage der Theodolitenebene auf der Zugseite gegenüber der Lage der Theodolitenebene auf der Druckseite bestimmt und sämtliche weiteren Messungen wurden demzufolge nur noch von dem Theodolitenstandort auf der Druckseite aus durchge-

führt.

Die Ermittlung des maximalen systematischen Längenfehler aufgrund der schiefen Lage der zweiten Ebene gegenüber der ersten, ergab bei der 2. Stufe den Wert von  $1 \cdot 10^{-3}$  mm, der selbstverständlich vernachlässigt wurde.

Die Meßwerte wurden dann in die Rechenanlage PRIME 400 (Stufe 2) bzw. PRIME 550-II (Stufe 3) des Instituts eingegeben und daraus wurde programmgesteuert die Lage der Wandmittelebene gegenüber der Theodolitenebene auf der Druckseite berechnet. Hierbei wurden die Meßwerte der Konsolenbereiche nicht berücksichtigt, da der mittlere Teilbereich als repräsentativ angesehen werden kann.

Ferner wurde die mittlere Wanddicke berechnet und schließlich, ausgehend von der rechnerisch ermittelten Wandmittelebene, die Soll-Lage der Lastthalbrunde bestimmt. Während die Lagerrollen exakt auf der Schnittlinie zwischen der rechnerisch ermittelten Wandmittelebene und den jeweiligen Randflächen liegen, sind die Lastthalbrunde entsprechend dem Verlauf der Lastausmitte von der beschriebenen Schnittlinie versetzt. Daher mußte vorher das Maß der Versetzung der einzelnen Lastthalbrunde, ausgehend von der rechnerisch ermittelten Wandmittelebene, bestimmt werden.

Die Befestigung der Lager- und Lasteinleitungskonstruktion auf den zu diesem Zwecke einbetonierten Stahlplatten wurde dann folgendermaßen ausgeführt:

Zunächst wurden die erste und die letzte Lagerrolle eines Randes mit dem Theodolit eingemessen und angeschweißt. Nach anschließender Kontrolle wurden die restlichen Lagerrollen mit einem Richtscheit ausgerichtet und ebenfalls angeschweißt. Danach erfolgte das Einmessen der einzelnen Lastthalbrunde und deren Befestigung.

Eine Nachmessung der erzielten Ergebnisse wurde nicht durchgeführt, weil keine Methode zur Verfügung stand, bei der man auch nur punktuell eine höhere Genauigkeit voraussetzen konnte als bei dem verwendeten Verfahren und deshalb die Nachmessung nur ein weiteres Ergebnis erbracht hätte.

Zu den Messungen der 2. Stufe fand jedoch noch ein Vorversuch statt, bei dem ein Schätzwert für den globalen Verfahrensfehler ermittelt werden sollte. Dieser Vorversuch war so gestaltet, daß

in beiden Lagen des Theodoliten mehrere Punkte mehrfach gemessen wurden. Der dabei gewählte Entfernungsbereich entsprach dabei den mittleren wirklichen Verhältnissen. Der so ermittelte Fehler war  $< 0,25$  mm. Für die wirkliche Vermessung wurden sämtliche Geräte genauso belassen wie im Vorversuch mit Ausnahme des Teleskopmeters, das eine schärfere Spitze bekam, um die Meßgenauigkeit auf rauhem Untergrund zu verbessern.

#### 2.4 Meßprogramm, Genauigkeit der Messung

Um den Zusammenhang zwischen Last und Verformung bei den Wänden zu definieren, wurde ein umfangreiches Meßprogramm für den Hauptversuch aufgestellt.

Ausgehend von einer als Nullaststufe definierten geringen Vorlast wurde die Belastung der Versuchswände in 12 - 34 Laststufen bis zum Erreichen der Bruchlast gesteigert. Das Aufbringen einer Vorlast von ca. 24 kN war erforderlich, um durch Überwindung der inneren Reibungswiderstände der Pressenzylinder ein gleichmäßiges Berühren von Pressenhaut und Lastthalbrund zu ermöglichen.

Die folgenden Größen wurden in jeder Laststufe gemessen:

- Dehnungen auf beiden Wandoberflächen und an den Spannstangen mittels Dehnungsmeßstreifen
- und Durchbiegungen der Wände.

Bei den Dehnungsmeßstreifen handelte es sich ausschließlich um DMS der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik. Diese wurden in Form von Dreierrosetten angeordnet. Aus den Versuchen der 1. Stufe war bekannt, daß die Werte der Dehnungsmessung auf der Zugseite allenfalls bis 50 % der Traglast  $F_u$  vertrauenswürdig waren. Aus diesem Grund wurden bei den Prüfkörpern der 2. und der 3. Stufe auf der Zugseite wesentlich weniger Meßpunkte angeordnet als auf der Druckseite. Bei den DMS wird normalerweise der wesentliche Meßfehler durch eine Abweichung des k-Faktors von der Herstellerangabe hervorgerufen. Bei den verwendeten DMS liegt die Streuung des k-Wertes lt. Herstellerangabe bei  $< 1$  %. Dies stellt gleichzeitig ein Maß für den insgesamt aufgetretenen Fehler dar, weil alle weiteren Fehler um mindestens eine 10-er Potenz kleiner waren. Bei einem Versuch zur Ermittlung des globalen Meßfehlers,

bei dem ein DMS mit einem SDM (Setzdehnungsmeßstreifen) verglichen wurde, stellte sich bei 10 Versuchen genau der vom Hersteller angegebene Fehler des k-Faktors als maximaler Gesamtfehler ein.

	Beton-DMS	Stahl-DMS
Stufe 1	LP 21 60/120 k = 2,13	LY 60/120 k = 2,05
Stufe 2	LP 21 60/120 k = 2,13	enthält keine Angaben
Stufe 3	LG 11 S 60/350 k = 2,07	LY 11 3/120 k = 2,01

Tabelle 2.6: Übersicht über die verwendeten Dehnungsmeßstreifen

Die Durchbiegungen der Wände W 1 und W 2 wurden mittels 1/100 mm Uhren gemessen und manuell protokolliert. Für die Wände W 3 bis W 15 erfolgte die Durchbiegungsmessung automatisch über induktive Weggeber der Firma Hottinger-Baldwin-Meßtechnik, die ebenso wie die Dehnungsmeßstreifen über Hottinger-Baldwin-Meßschränke an einen PCS-Rechner bzw. Tektronix-Rechner angeschlossen waren. Die Meßergebnisse wurden auf Lochstreifen ausgestanzt bzw. auf Magnetband gesichert und für die weitere Verarbeitung einer Großrechenanlage zugeführt.

Stufe 1	W 50 und W 50 TK
Stufe 2	W 50, W 50 TK und W 10 TK  sowie bei Wand W 10: W 1 TK und W 2 TK
Stufe 3	3-seitige Wände: W 100, W 50, W 20 und W 10  4-seitige Wände: W 50 und W 10 TK

Tabelle 2.7: Übersicht über die verwendeten induktiven Weggeber

Für die unterschiedlich großen Wege mußten verschiedene induktive

Weggeber gewählt werden. Diese Meßgeräte werden vom Hersteller kalibriert und gehören der Klasse 0,2 % (W 100 der Klasse 0,4 %) an. Damit ist die Abweichung des Meßwertes vom wahren Wert kleiner als 0,2 % (0,4 %) bezogen auf den jeweiligen Nennwert des Gebers. Da die Eichkurve nichtlinear und für jeden Geber anders ist, soll hier nur stellvertretend für die übrigen Weggeber die maximale Abweichung eines 50 mm Weggebers angegeben werden. Diese Abweichung betrug 0,1 mm und war damit so gering, daß sie nicht ins Gewicht fiel.

Die Stufe 1 beinhaltete zusätzlich die Messungen der Mittendurchbiegung der horizontalen Lagerträger, Setzdehnungsmessung (SDM-Meßbasis=200 mm; 1/100 mm Uhr) an 3 - 5 Stellen sowie die Messung der Randverdrehungen mittels 1/100 mm Uhren oder induktiver Weggeber an 2 - 4 Stellen. Zur Messung dieser Verdrehungen wurden jeweils zwei Meßwertaufnehmer in einem gegenseitigen Abstand von 200 mm (Meßbasis) über Stahlwinkel in den Meßstellen zur Durchbiegungsmessung angeordnet. Die Randverdrehungen ließen sich dann aus den Meßwerten der beiden zugehörigen Durchbiegungsmessungen unter Beachtung der Meßbasis errechnen.

Zusätzlich zu den Dehnungs- und Ausbiegungsmessungen wurden bei den 3-seitig gelagerten Wänden (3. Stufe) weitere Messungen am freien Rand vorgenommen. Zum einen wurden die Stahldehnungen an jeweils 5 Stellen der zwei vertikalen Randbewehrungsstäbe gemessen und zum anderen wurde die Stauchung des freien Randes mittels 4 Weggeber gemessen.

## 2.5 Ergebnisse der Werkstoffprüfungen

Wie bereits erwähnt, wurde die Herstellung eines Betons mit vergleichsweise geringen Festigkeitswerten angestrebt, um die Größe der einzuleitenden Lasten im Hinblick auf eine ausreichende Sicherheit der Belastungskonstruktion und des Lasteinleitungsbereiches (Wandkonsolen) zu begrenzen. Der Wasserzementfaktor wurde daher gegenüber den in der Praxis gebräuchlichen Werten wesentlich vergrößert. In Verbindung mit einem vergleichsweise hohen Mehlkorngesamt der Zuschläge konnte hierdurch die Betonzugfestigkeit wirksam verringert werden. Es ist daher anzunehmen, daß die Versuchsergebnisse bezüglich des Quertragvermögens der unbewehrten

Wände eine Abschätzung zur sicheren Seite darstellen.

Mit den Nebenkörpern, die zusammen mit den Versuchswänden hergestellt wurden, wurden folgende Versuche zur Beschreibung der mechanischen Eigenschaften der Versuchskörper durchgeführt:

- Druckversuche an 15 cm Würfeln
- Druckversuche an 15 x 15 x 70 cm Prismen
- Druckversuche an 15 x 15 x 70 cm Prismen zur Bestimmung von E-Modul und Arbeitslinie
- Biegeversuche an 15 x 15 x 70 cm Prismen

In allen Fällen wurden die Nebenversuche gemäß DIN 1048 durchgeführt. Die dabei gemessenen bzw. errechneten Mittelwerte sind in den Tabellen 2.2 bis 2.4 wiedergegeben. Das Alter der Prüflinge zum Zeitpunkt der Prüfung ist dort ebenso enthalten.

Anhand der Würfeldruckfestigkeit kann die Abschätzung der Festigkeitsentwicklung und deren Einordnung in eine Normfestigkeitsklasse erfolgen. Ferner dient die Würfeldruckfestigkeit zur Traglastabschätzung, die für die unmittelbare Versuchsplanung von großer Bedeutung ist.

Die an einem Teil der Prismen durchgeführten Untersuchungen dienen zur Definition einer einaxialen Arbeitslinie. Es muß jedoch beachtet werden, daß diese für die hier vorliegenden Flächentragwerke ein zweitklassiges Hilfsmittel darstellen. Hier wäre es wünschenswert, das biaxiale Materialverhalten zu erfassen, worauf allerdings verzichtet werden mußte.

Zu erwähnen ist ferner die Tatsache, daß die gemessene zentrische Bruchdehnung einen unteren Wert für die wirkliche Bruchdehnung darstellt. Bei der theoretischen Erfassung des Problems empfiehlt es sich daher, den an Prüfkörpern ermittelten E-Modul als obere Grenze zu betrachten.

Die Biegeversuche an den restlichen Betonprismen liefern Aussagen über die einaxiale Biegezugfestigkeit des Versuchskörpers. Um die Übertragbarkeit der Ergebnisse der Biegeversuche auf den Versuchskörper zu gewährleisten, wurde bei der Herstellung der Biegeprismen besonders darauf geachtet, daß die Herstellung genau so durchgeführt wurde wie beim Versuchskörper und entsprechend die oben-

liegende, abgeriebene Seite beim Neben- wie beim Hauptversuch zur Zugseite wurde.

Im Gegensatz zur 1. Stufe wurden bei Stufe 2 und 3 keine Wandstreifen geprüft, weil bereits bei der 1. Stufe festgestellt wurde, daß selbst die unbewehrten Wände ein Tragverhalten aufwiesen, das sich von Stützen klar unterscheidet und deswegen von den Wandstreifen keine Aussage zu erwarten war, die nicht auch mit einem Rechenprogramm zu erzielen gewesen wäre.



### 3. VERSUCHSDURCHFÜHRUNG

#### 3.1 Allgemeines

Die Versuche wurden in der Regel 28 Tage nach dem Betonieren durchgeführt. Herstellungs- und Prüfdatum sind in den Tabellen A 1, A 2 und A 4 des Anhanges A vermerkt.

Die Belastung wurde kraftgesteuert in Lastinkrementen aufgebracht, wobei 15 - 20 Laststufen bis zum Bruch angestrebt wurden.

Angaben zu Bildern beziehen sich im Weiteren auf den Anhang A sowie die in diesem Kapitel enthaltenen Bilder.

#### 3.2 Stufe 1

##### 3.2.1 Wand W 1

Die Wand weist bis zur Laststufe  $F=2,60$  MN in allen gezeigten Schnitten die erwartete Verformungssymmetrie auf (vgl. Bilder A 20 bis A 23). Desgleichen sind die Hauptdehnungen weitgehend symmetrisch zu den Wandmittelachsen, Bilder A 16 bis A 18, und entsprechen nach Größe und Richtung etwa den Hauptdehnungen einer elastischen Vergleichsrechnung. Die gemessenen Dehnungen, Bilder A 24 bis A 27, verlaufen bis zu dieser Laststufe in guter Näherung linear. Mit dem Auftreten der ersten sichtbaren Risse in Laststufe L 10 ( $F=2,90$  MN) wachsen die Verformungen im gerissenen Bereich der Wand schneller an als in vergleichbaren Meßpunkten der ungerissenen Wandzonen, vgl. Bild A 19.

Im oberen Randbereich beginnend pflanzen sich die Risse in vertikaler Richtung zunächst bis zur Wandmitte (L 13) und dann mit wachsender Last schließlich bis zur unteren Wandkonsole fort. Risse mit ausgeprägter horizontaler Richtung treten dabei nicht auf. Obwohl bereits in Laststufe L 14 zwei Risse die Wandzugseite in vertikaler Richtung durchqueren, ist eine weitere Laststeigerung um 12 % von  $F=3,97$  MN auf  $F_u=4,43$  MN möglich. Der Bruch tritt infolge Versagens der linken oberen Wanddecke ein (Ansicht Druckseite), vgl. Bilder 3.1 und 3.2 sowie Bild A 19. Trotz der Risse hat sich

die Richtung der Hauptdehnungen auf der Wandzugseite ebenso wie auf der Wanddruckseite kaum verändert. Dem stark gekrümmten Verlauf der Dehnungen und Durchbiegungen ist zu entnehmen, daß der Plattenbereich der Wand ebenfalls kurz vor dem Versagen stand.

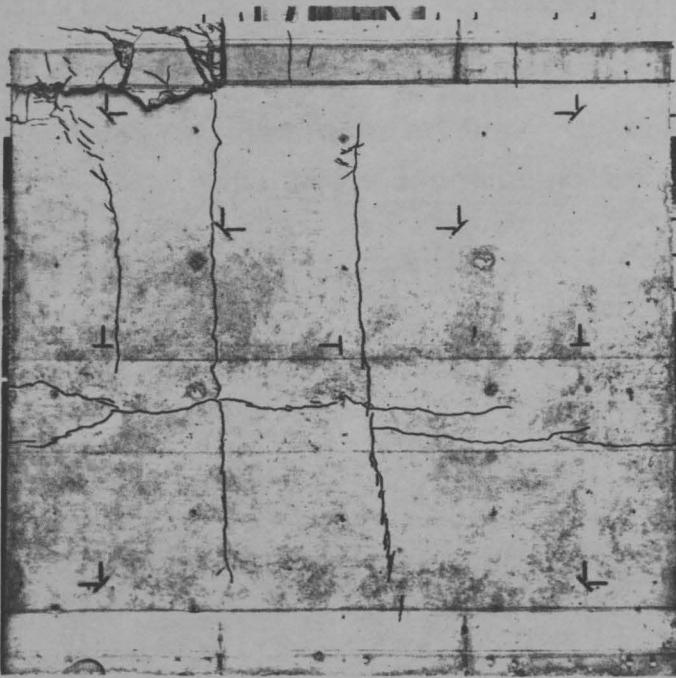


Bild 3.1:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 1  
Ansicht Druckseite

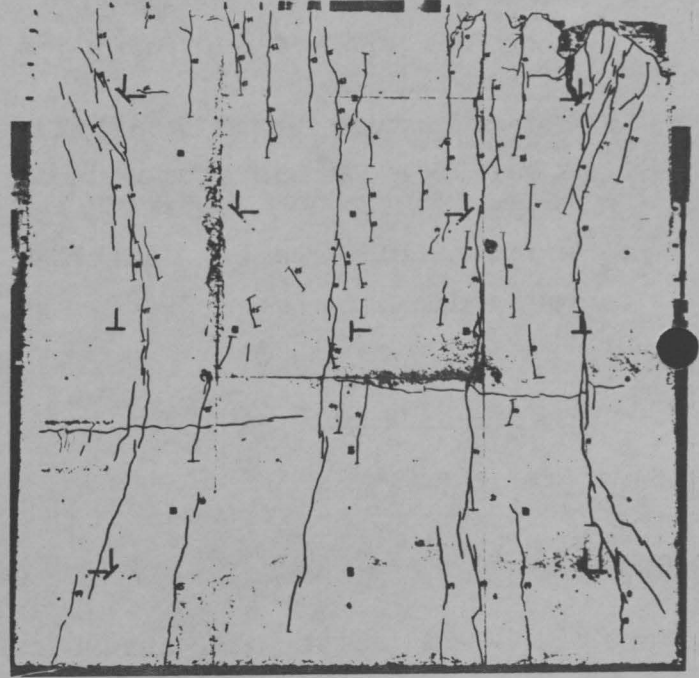


Bild 3.2:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 1  
Ansicht Zugseite

### 3.2.2 Wand W 2

Vergleichbare Dehnungen einander zugeordneter Symmetriepunkte wiesen bereits in den ersten Laststufen große Wertunterschiede auf. Die Vermutung lag nahe, daß die oberen Lagerrollen der Wand in einer der beiden vertikalen Stützenlagerungen festgeklemmt waren und somit ein Teil der aufgebrachten Belastung bereichsweise der Wand entzogen wurde. Aus diesem Grund erfolgte nach Erreichen der Laststufe 7 (entsprechend 54 % der Bruchlast) eine vollständige Entlastung der Wand. Am folgenden Tag wurde die Belastung stufenweise bis zum zuletzt erreichten Niveau erneut hochgefahren. Die anschließend durchgeführten Dehnungsmessungen erbrachten jedoch keine befriedigende Symmetrie in diesbezüglich vergleichbaren Werten. Um die vermutete Verklemmung zu beseitigen, wurde die Wand

nunmehr entlang ihrer Breite einseitig verstärkt belastet, indem die zwei rechts angeordneten Pressen (Ansicht Zugseite) eine vergrößerte und die beiden linken Pressen eine verringerte Last an die Wand abgaben. Die Kräfte der beiden mittleren Pressen wurden konstant gehalten. Nach einer Standzeit von 5 Minuten wurde die gleichförmige Belastung auf dem Niveau der Stufe 7 wieder hergestellt. Nachdem die Symmetriekontrolle entsprechender Dehnungswerte nunmehr zufriedenstellend ausfiel, wurde die Wand in weiteren Laststufen bis Erreichen des Bruches belastet.

Bei den folgenden Wänden wurde durch konstruktive Maßnahmen sichergestellt, daß zwischen den vertikalen Lagerrollen und der U-förmigen Lagerung in Richtung der Wandebene ein Abstand von mindestens 5 mm eingehalten war.

Die Hauptdehnungen, Bilder A 34 bis A 36, sind mit Hilfe der zuvor errechneten Ausgleichspolynome bestimmt worden. Sie geben daher näherungsweise den Verzerrungszustand der Wand unter einmaliger Kurzzeitbelastung wieder. Die zu den vertikalen Wandrändern geneigten Hauptdruckdehnungen in der horizontalen Symmetrieachse der Wand bestärken die Vermutung, daß ein Teil der Last über die vertikalen Ränder abfließen konnte. Die im Vergleich zu Wand W 1 wesentlich feinere Rißverteilung ist auf die vorhandene Bewehrung und die besondere Lastgeschichte der Wand zurückzuführen. Die Verformungen der oberen Wandhälfte wachsen mit zunehmender Last stärker an als die Durchbiegungen vergleichbarer Meßpunkte aus der unteren Wandhälfte. Demzufolge tritt das Versagen in der oberen Wandhälfte auf, indem sich in den beiden oberen Ecken beginnend schlagartig eine Bruchlinie ausbildet, Bilder 3.3, 3.4 und A 37. Eine Betrachtung der Hauptdehnungen im Meßpunkt 3 auf der Zug- und Druckseite der Wand läßt vermuten, daß der Bruch durch Versagen der Betondruckzone eingeleitet wurde.

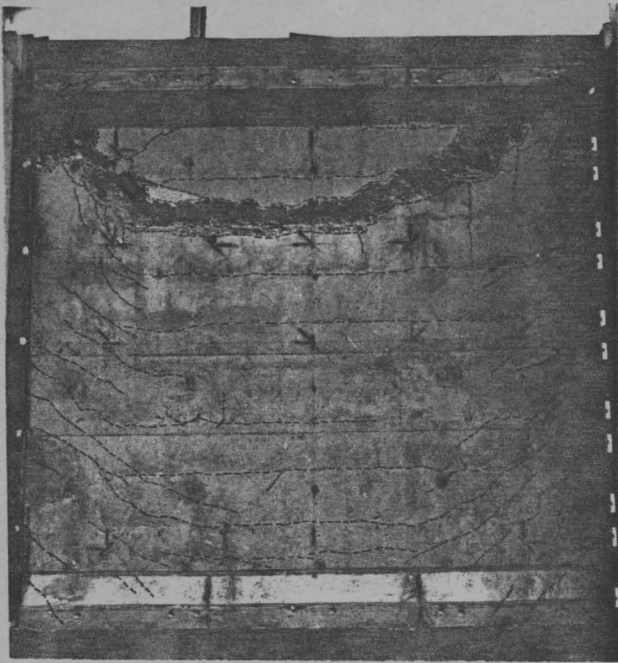


Bild 3.3:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 2  
Ansicht Druckseite

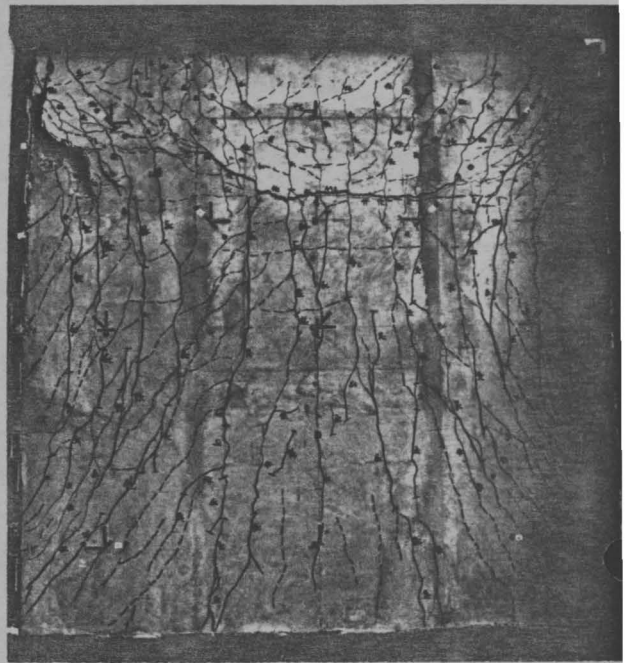


Bild 3.4:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 2  
Ansicht Zugseite

### 3.2.3 Wand W 3

Auffällig ist der aus den Hauptdehnungen der Druckseite abzulesende Verlauf der Hauptdruck-Trajektorien, Bilder A 52 bis A 54. Während der bei den übrigen vier Wänden entsprechend der Biegelinie in Form eines "O" verläuft, nähert sich der Druck-Trajektorienverlauf der Wand W 3 der Form eines "X". Die Hauptdruckdehnungen der in den Wandeckbereichen angeordneten Meßpunkte 1, 3, 15 und 17 weisen demzufolge von den Wandecken zur Wandmitte hin.

Die Rißbildung beginnt im wesentlichen im unteren Lasteinleitungsbereich und pflanzt sich mit zunehmender Last in vertikaler Richtung zur oberen Wandhälfte fort, vgl. Bild A 55. Damit ist verständlich, daß die gemessenen Verformungen in der unteren Wandhälfte größer sind als die Durchbiegungen vergleichbarer Meßpunkte der oberen Hälfte. Bezüglich der vertikalen Wandmittelachse besteht jedoch in horizontaler Richtung eine sehr zufriedenstellende Symmetrie der Durchbiegungsmeßergebnisse, wie den im Horizontalschnitt dargestellten Durchbiegungsverläufen der Wand entnommen



werden kann. Anders als die Durchbiegungen wachsen die Hauptdruckdehnungen auf der Wanddruckseite in der oberen Wandhälfte schneller an als vergleichbare Werte des unteren Wandbereichs, wodurch das Versagen schließlich in der oberen Wandzone eingeleitet wird. Der mittels zweier VIDEO-Fernsehkameras aufgezeichnete Bruchvorgang ließ bei einer Zeitlupenwiedergabe erkennen, daß die Bruchlinie schlagartig auf der Zug- und Druckseite "gleichzeitig" entstand (vgl. hierzu Bilder 3.5, 3.6 und A 55 sowie Anmerkungen zu Wand W 5).



Bild 3.5:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 3  
Ansicht Druckseite

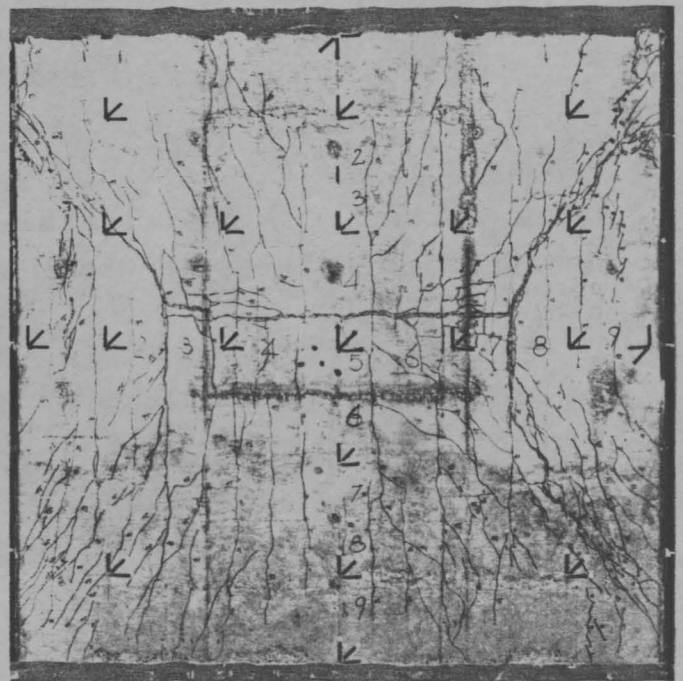


Bild 3.6:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 3  
Ansicht Zugseite

#### 3.2.4 Wand W 4

Nach Einschalten des hydraulischen Pumpenaggregats wurde die Wand vor Beginn des Versuchs infolge Ausfall des Servo-Ventils einer Presse (zweite von links, Ansicht Zugseite) kurzfristig ungewollt belastet. Obwohl eine sofortige Untersuchung der Wand keine sichtbaren Schäden (Risse bzw. Abplatzungen) erbrachte, können verstärkte Mikrorißbildungen nicht ausgeschlossen werden.

Wand W 4 weist im Vergleich zu den anderen Wänden dieser Stufe die größte Schlankheit, die größte bezogene Ausmitte und gleichzeitig die kleinste Prismendruckfestigkeit auf. Infolgedessen erfolgte das Versagen der Wand relativ frühzeitig, so daß bis zum Bruch nur sehr wenige, großflächig verteilte Risse festgestellt werden konnten. Die in Bild A 73 durch Zahlen gekennzeichneten Risse zeigen die Rißentwicklung der Wand bis zum Erreichen einer Gesamtlast von  $F \approx 1,20$  MN entsprechend 60 % der Bruchlast.

Wegen der vergleichsweise großen Verformungen ist es zunächst nicht verwunderlich, wenn die ersten Risse bereits bei 24 % der Bruchlast auftraten. Bei Betrachtung der in Bild A 70 dargestellten Hauptzugdehnungen auf der Wandzugseite fällt für die Rißlaststufe L 4 mit  $F=0,48$  MN jedoch auf, daß in keinem Meßpunkt die Rißdehnung des Betons von ca.  $\epsilon_{bz}=0,11$  ‰ erreicht wird. Es ist daher anzunehmen, daß sich die ungewollte stoßartige Vorbelastung der Wand auf die Rißentwicklung der unteren Laststufen ausgewirkt hat.

Da sowohl die Hauptdruckdehnungen der Wanddruckseite als auch die Durchbiegungen in der oberen Wandhälfte größere Werte als in entsprechenden Meßpunkten der unteren Hälfte aufweisen, versagt die Wand, indem sich schlagartig in der oberen Wandzone eine Bruchlinie ausbildet (vgl. Bilder 3.7, 3.8 und A 73).

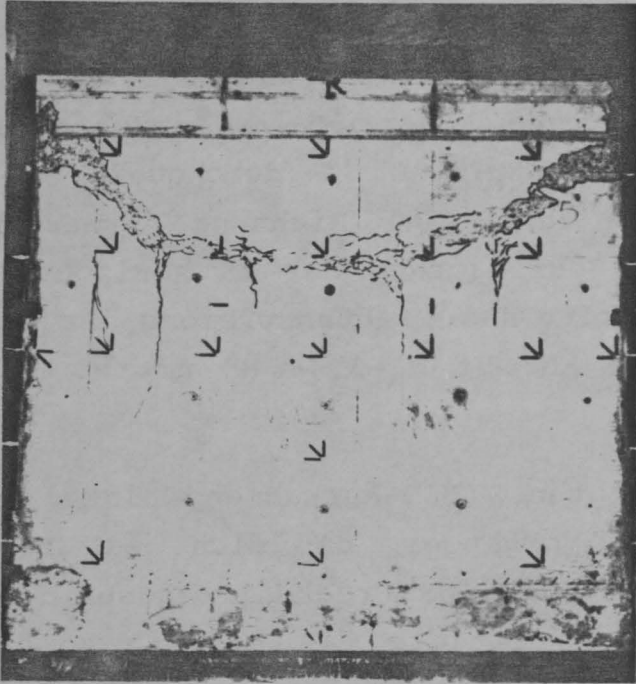


Bild 3.7:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 4  
Ansicht Druckseite

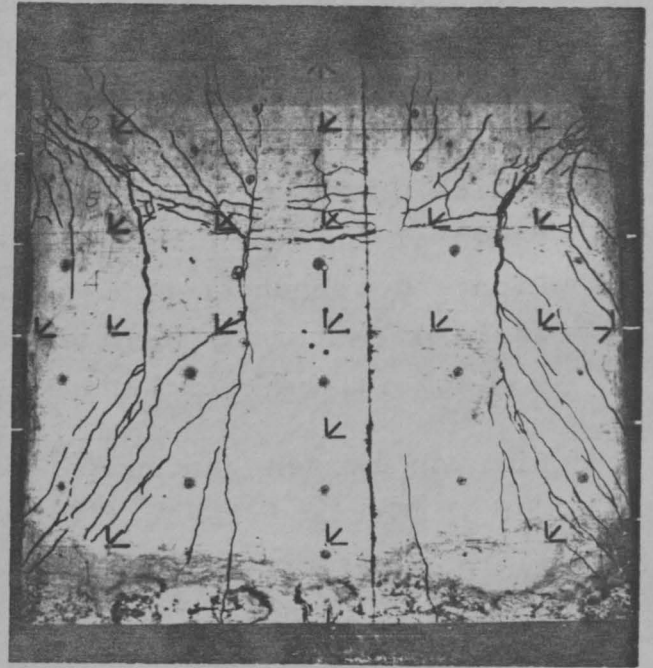


Bild 3.8:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 4  
Ansicht Zugseite

#### 3.2.5 Wand W 5

Nach Erreichen der Laststufe 3 (entsprechend 26 % der Bruchlast) erwies sich ein induktiver Schalter des hydraulischen Pumpenaggregats als defekt. Die für die Fortführung des Versuchs notwendige Reparatur des Schalters war nur nach vollständiger Entlastung und Abschalten des Aggregates möglich. Nach Behebung des Schadens konnte der Versuch mit Laststufe 3 beginnend planmäßig durchgeführt werden.

Ein hervorstechendes Ergebnis dieses Wandversuchs ist die symmetrische Bruchlinie, die den aus der Fließgelenktheorie der Platten bekannten Fließgelenklinien in Form und Verlauf recht nahe kommt, vgl. Bilder 3.9, 3.10 und A 91. Offensichtlich war es mit der bei Wand W 5 nochmals verbesserten Vermessung und Montage der horizontalen Lagerrollen gelungen, den angestrebten idealen Lagerungsbedingungen weitgehend gerecht zu werden.

Ebenso wie die Durchbiegungsverläufe, Bilder A 92 bis A 95, und die Hauptdehnungen, Bilder A 88 bis A 90, weist die in Bild A 91

gezeigte Rißverteilung bezüglich der Wandmittelachsen zufriedenstellende Symmetrien auf. Die in Laststufe L 11 sich abzeichnenden fein verteilten Risse in den Eckbereichen der Wandzugseite sind u.a. vermutlich durch eine eingelegte konstruktive Randbewehrung beeinflusst worden. Bereits in Laststufe L 12 durchqueren zwei breite Risse die Wandzugseite in vertikaler Richtung. Trotz der damit verbundenen beträchtlichen Verringerung der in horizontaler Richtung vorhandenen Biegesteifigkeit des Plattenbereichs ist eine weitere Laststeigerung von  $F=2,39$  MN auf  $F_u=3,40$  MN um ca. 30 % möglich (siehe auch Wand W 1).

Die von beiden Wandseiten gefertigten VIDEO-Aufnahmen zeigten bei der Wiedergabe des gefilmten Bruchvorganges, daß sich die Bruchlinie schlagartig gleichzeitig auf Zug- und Druckseite ausbildete. Da die verwendete Fernsehaufzeichnungsanlage ein für die vorliegenden Zwecke recht begrenztes zeitliches Auslösungsvermögen besitzt, erscheint der folgende Bruchmechanismus ebenfalls denkbar:

- Örtlich versagt ein stark beanspruchter Wandbereich.
- Die an dieser Stelle zuvor übertragenen Schnittgrößen werden durch den Steifigkeitsausfall auf Nachbarzonen umgelagert.
- Diese versagen nunmehr infolge der Zusatzbelastung ebenfalls, wodurch eine "Kettenreaktion" nacheinander versagender Querschnitte eingeleitet ist.
- Der Bruchablauf ist in wenigen 1/10 Sekunden beendet.



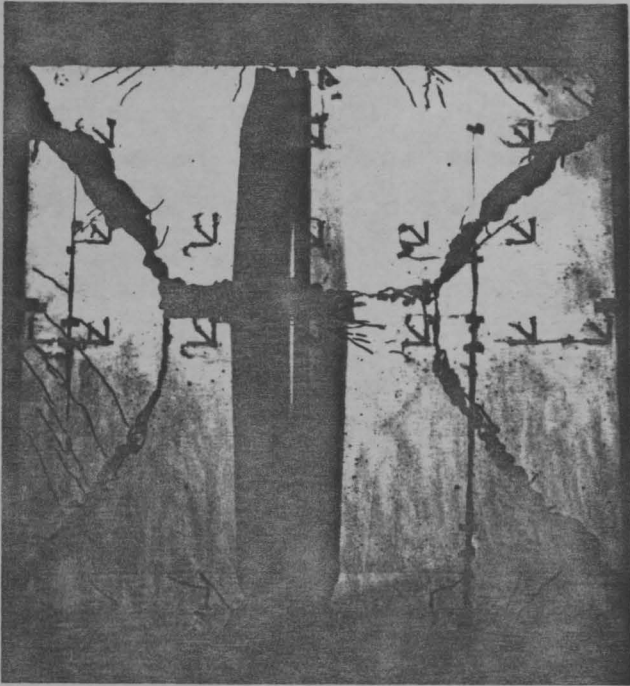


Bild 3.9:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 5  
Ansicht Druckseite

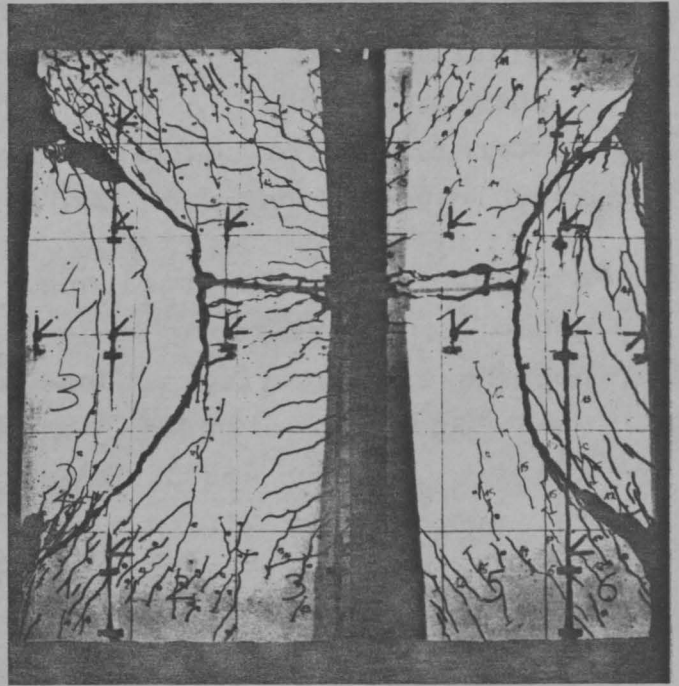


Bild 3.10:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 5  
Ansicht Zugseite

### 3.3 Stufe 2

#### 3.3.1 Wand W 6

Die DMS-Rosetten auf der Druckseite bei  $x=-0,5 / y=0,5$  und  $x=0,0 / y=0,5$  sind ausgefallen. In beiden Fällen zeigt der unter  $135^\circ$  angeordnete DMS unsinnige Werte an. Als Ursache kommt in beiden Fällen eine schlecht gelungene Klebung in Frage.

Die Zeittakte für die Laststufen wurden gut eingehalten mit Ausnahme der Laststufe 17. Hier war eine Laststandzeit von 20 Minuten erforderlich, um die Datensicherung durchzuführen. Der Verlauf der Hauptdehnungen ist auf der Druckseite tonnenförmig und auf der Zugseite kissenförmig. Die größte auftretende Horizontaldehnung beträgt ungefähr  $0,4 \text{ ‰}$ . Dehnungen treten nur in den Ecken auf. Die größte auftretende Stauchung beträgt ca.  $2,8 \text{ ‰}$ , sie wurde am unteren Rand gemessen. Das Hauptdehnungsbild ist geringfügig unsymmetrisch, wobei die Linie unverdrehter Hauptdehnungen etwas nach unten gerutscht ist.

Bei einem Maximalwert von ca. 22 mm weist die Ausbiegungsfigur ebenfalls eine geringfügige Unsymmetrie auf. Der Mittelpunkt der Höhenlinien ist um ca. 10 cm nach unten und außerdem etwas nach rechts gerutscht. Als Ursache für diese Unsymmetrie kommt in erster Linie die ungleichmäßige Wanddicke in Frage. Im Bereich um  $x=0,0$  /  $y=-0,5$  hat sich nämlich ein regelrechter Berg gebildet.

Die Auftragung der Ausbiegung über der Last zeigt eine stetige Zunahme der Verformung und bei der letzten Laststufe noch eine nennenswerte Steifigkeit und zwar sowohl in der Mitte als auch am Rand. Zusammen mit der Maximalstauchung von 2,8 ‰ deutet dies auf ein relativ sprödes Versagen im Bereich der unteren Lasteinleitung hin. Im Mittelpunkt hatten sich jedoch bereits Stauchung von 2 ‰ eingestellt, die an den zentrisch belasteten Nebenkörpern zum Versagen geführt hätten. Auf der Zugseite hat die Vertikaldehnung das Vorzeichen gewechselt, nachdem die äußerste Faser zunächst gestaucht worden war, wird sie nun um 0,3 ‰ gedehnt, was in etwa der Reißdehnung entspricht. Dies kann man wohl als Anstoß für den nun ablaufenden Versagensmechanismus auffassen. Durch das horizontale Aufreißen des Betons wird die Biegesteifigkeit ganz entschieden reduziert, zumal direkt unter der Oberfläche bei diesem Prüfkörper keine Bewehrung angeordnet ist. An den horizontalen Rändern sind die äußeren gedrückten Fasern bereits erschöpft. Dies beides führt zu dem charakteristischen Bruchbild, bei dem sehr weit geöffnete Risse auf der Zugseite gepaart sind mit herausgequetschten Bruchschollen auf der Druckseite, was auf den Bildern 3.11 und 3.12 gut zu erkennen ist.

Als charakteristisch kann für diese mittig bewehrte Wand das Reißbild gelten. Die ersten Risse treten erst bei ungefähr 80 % von  $F_u$  auf, ihr Verlauf ist stark kissenförmig. Die Risse sind relativ breit und haben einen ziemlich großen Abstand.

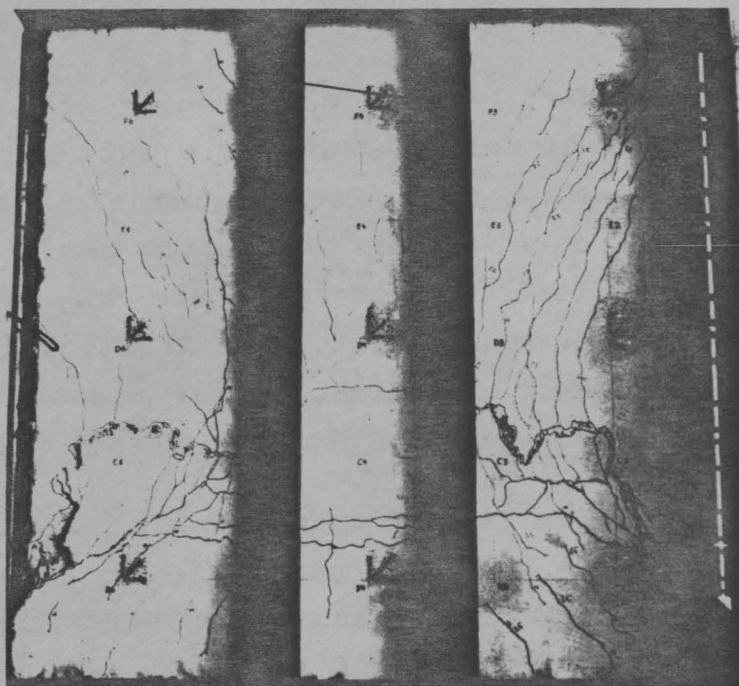
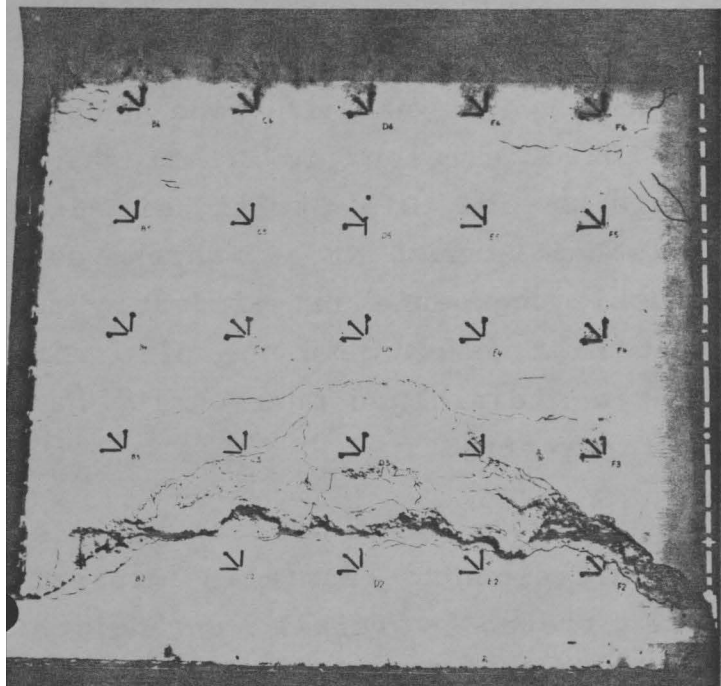


Bild 3.11:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 6  
Ansicht Druckseite

Bild 3.12:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 6  
Ansicht Zugseite

### 3.3.2 Wand W 7

Bei diesem Versuch sind die DMS-Rosetten  $x=0,0 / y=0,0$  und  $x=-1,0 / y=-1,0$  auf der Zugseite infolge Bildung eines klaffenden Risses ausgefallen. Bei Laststufe 14 trat, wie bei Versuch Nr. 6, eine Verzögerung im zeitlichen Ablauf ein, weil es wieder Probleme mit der Datensicherung gab. Trotz der immer wiederkehrenden Schwierigkeiten wurde das Prinzip der Datensicherung, bei dem von jedem Meßwert zwei Kopien hergestellt und an unterschiedlichen Orten abgelegt wurden, beibehalten um eine versehentliche Zerstörung einzelner oder gar aller Meßwerte von vornherein auszuschließen.

Auf der Zugseite zeigte sich die charakteristische Kissenform der Hauptdehnungen, während sich auf der Druckseite die Tonnenform einstellte. Die Querdehnungen erreichen erst kurz vor dem Bruch eine nennenswerte Größe und auch dann nur im Mittelbereich. Im Mittelpunkt tritt der Maximalwert der Stauchung mit ungefähr  $3,3 \text{ ‰}$  auf, während in horizontaler Richtung dort eine Stauchung von ungefähr  $0,2 \text{ ‰}$  gemessen wurde. Die geringfügige Ablenkung

einzelner Rosetten von der idealen Form kann wohl mit der ungleichmäßigen Dicke erklärt werden.

Der Verlauf der Ausbiegungshöhenlinien weist nämlich eine nahezu vollkommene Symmetrie auf. Der Prüfkörper erreicht im Bruchzustand eine Maximalausbiegung von mehr als 23 mm. Die Steifigkeit ist dabei jedoch wesentlich geringer als bei Versuch Nr. 6 während der letzten Laststufe, wie der Last-Ausbiegungsbeziehung eindeutig zu entnehmen ist. Mit Steifigkeit ist hier  $\partial W / \partial F$  gemeint, also ein Wert der nicht sosehr Bedeutung für den einzelnen Querschnitt hat sondern integral den gesamten Prüfkörper erfaßt.

Die Betrachtung der Dehnung einzelner Fasern zeigt jedoch, daß die vorhandene Dehnsteifigkeit in Wandmittelpunkt ebenfalls minimal geworden ist. Auf der Zugseite treten vertikal anfänglich Stauchung auf und erst während der letzten Laststufe tritt hier eine Vorzeichenumkehr ein. Die starke Verminderung der Biege- und Dehnsteifigkeiten ist durch den schnell wachsenden Einfluß der Theorie 2. Ordnung verursacht. Überwiegend dieser Effekt ist es auch, der letztlich zum Versagen führt. In Form der Ausprägung ist das Bruchbild mit dem aus Versuch Nr. 6 gut zu vergleichen. Die Bruchscholle reicht bei dieser Wand jedoch weit höher hinauf als bei Wand W 6 und ist begleitet von nahezu symmetrisch dazu auftretender Schuppenbildung auf der oberen Hälfte des Prüfkörpers.

Das Rißbild auf der Zugseite zeigt wenige relativ breite Risse mit ausgeprägter Kissenform. Wie bei Versuch Nr. 6 traten die ersten Risse sehr spät, nämlich bei 80 % von  $F_u$  auf. Im Bruchzustand sind auch auf der Zugseite erhebliche Ablösungen in der Bruchfuge aufgetreten. Besonders charakteristisch für diese Wand ist jedoch, daß sich bei der letzten Laststufe zwei horizontale Risse in den Drittelpunkten gebildet haben. Diese Art der Rißbildung ist in keinem anderen Versuch dieser Stufe beobachtet worden.



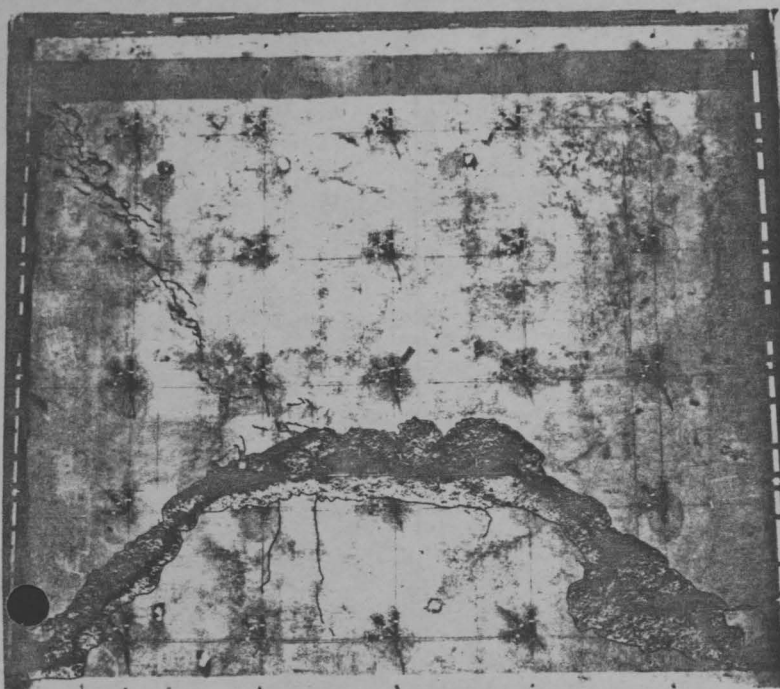


Bild 3.13:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 7  
Ansicht Druckseite

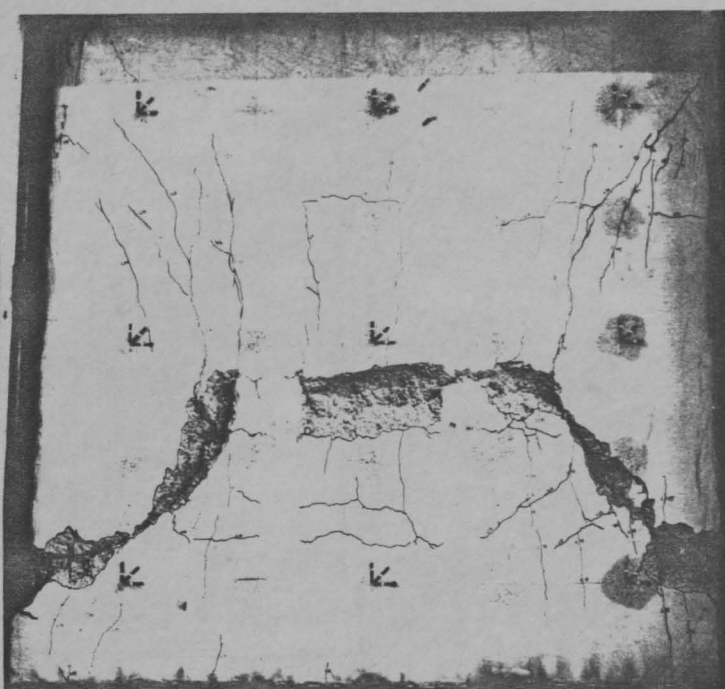
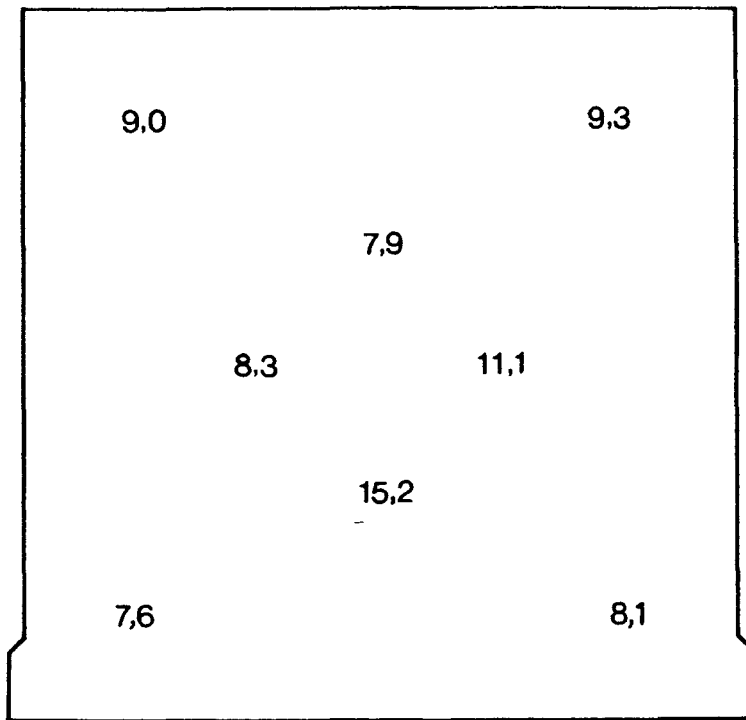


Bild 3.14:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 7  
Ansicht Zugseite

### 3.3.3 Wand W 8

Die Wanddicke dieses Versuchskörpers weist bei  $x=-0,2 / y=0,6$  und  $x=-0,5 / y=-0,5$  einen erheblichen Berg auf. Außerdem streuen die Festigkeitswerte sehr stark, was bereits an den Nebenkörpern festgestellt werden konnte. Zusätzlich wurden jedoch nach Durchführung des Bruchversuchs Bohrproben von 100 mm Durchmesser gezogen. Die daran gemessenen Druckfestigkeiten sind dem Bild A 3.15 zu entnehmen. Daraus ist zu erkennen, daß der Dickenberg bei  $x=-0,2 / y=0,6$  von einem erheblichen Festigkeitsberg überlagert ist. Beides hat zusammen dazu geführt, daß der Versuchkörper Nr. 8 eine sehr unsymmetrische Biegefigur aufweist. Weil die Festigkeit in großen Teilen des Mittelbereiches wesentlich höher lag als am Rand, verhielt sich dieser Versuchskörper unter der Last auch wesentlich spröder als die anderen Versuchskörper. Bei einer maximalen Ausbiegung von 11 mm in der letzten gemessenen Laststufe und einer maximalen Stauchung von 2 ‰ scheint weder die Tragfähigkeit noch die Verformbarkeit im Vergleich mit anderen Versuchen erschöpft zu sein.



**Bild 3.15: Druckfestigkeit der Bohrproben von Wand W 8 in MPa**

Infolge der außenliegenden orthogonalen Netzbewehrung bildet sich ein ausgeprägt vertikales Rißbild auf der Zugseite. Der Bruch konzentriert sich jedoch völlig auf den Bereich der unteren Konsole.

Trotz der unsymmetrischen Biegefigur sind die Hauptdehnungen auf beiden Seiten orthodox orientiert, während deren Größe deutlich schwankt. Dies kann auf die unterschiedlichen Festigkeiten zurückgeführt werden.

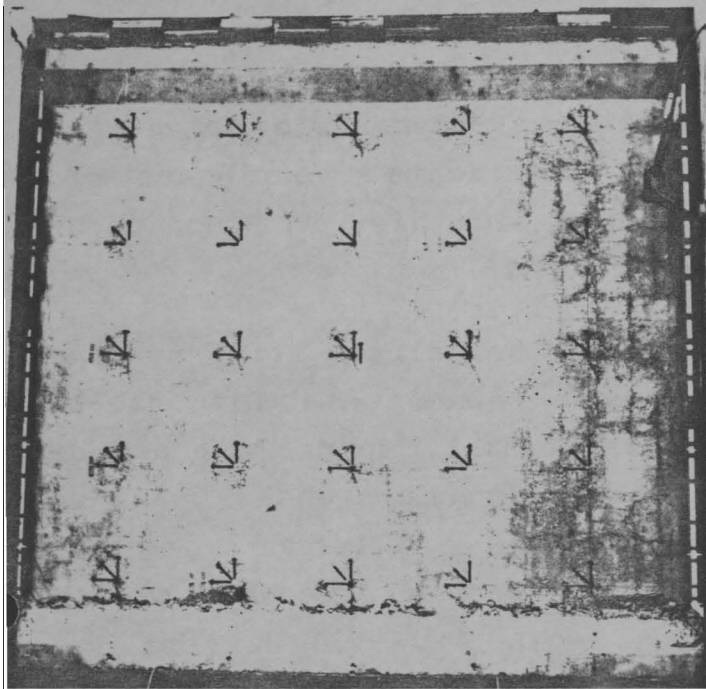


Bild 3.16:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 8  
Ansicht Druckseite

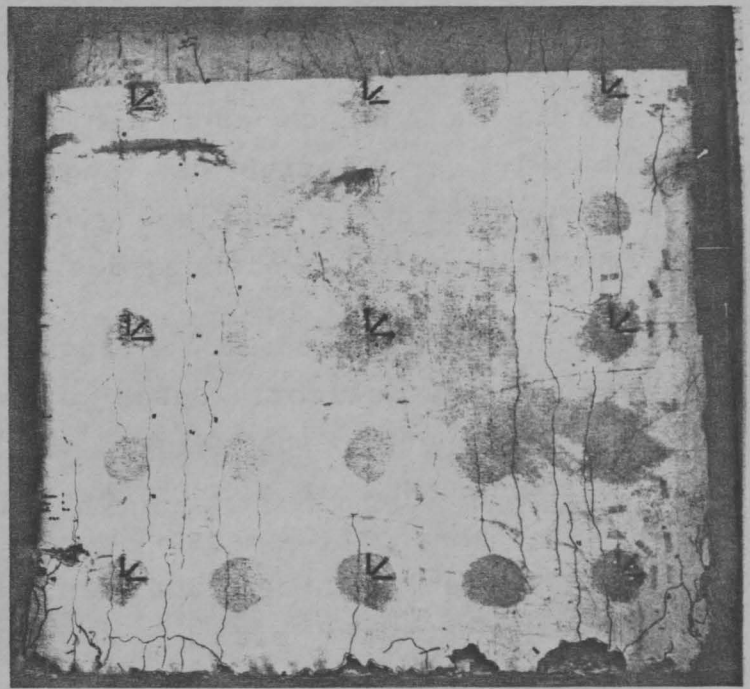


Bild 3.17:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 8  
Ansicht Zugseite

#### 3.3.4 Wand W 9

Der Versuchskörper Nr. 9 ist im Feld unbewehrt. Deswegen treten auch nur sehr wenige Risse auf, die dafür umso breiter sind. Die ersten Risse bildeten sich am unteren Rand, werden rasch zahlreicher und von Rissen an den vertikalen Rändern begleitet. Bis zur Laststufe 21 ( $\geq 2400$  kN) verlaufen die Risse auch praktisch alle nahezu vertikal und erst mit Laststufe 25 zeigt sich klar die Kissenform, die für die exzentrisch beanspruchten Wände so charakteristisch ist. Horizontale Risse erscheinen erst im Bruchzustand und sind auf der Druckseite von entsprechenden Ablösungen von Schollen begleitet. Da der Bruch sehr weit unten auftritt, gleichzeitig aber schon große Ausbiegungen vorhanden sind, ist auf der Druckseite auch eine vertikale Quetschfalte aufgetreten.

Der Maximalwert der Ausbiegung von 22 mm tritt etwa 30 cm unterhalb des Wandmittelpunktes auf. Dies ist ein Indiz für eine ungleiche obere und untere Exzentrizität. Da die Nachmessung von Lager und Lasteinleitung jedoch ausgeschlossen ist, muß dies so

hingegenommen werden. Bei der geringen vorhandenen Exzentrizität von  $e_k=0,1$  wirken sich die möglichen Fehler von  $\pm 0,25$  mm allerdings auch besonders stark aus. Die im oberen Wandbereich etwas größere Dicke mag jedoch auch einiges zu dieser Unsymmetrie beigetragen haben. Der Einfluß der ungleichen Exzentrizität verringert sich mit zunehmender Ausbiegung und so zeigt sich hier im Bruchzustand nur mehr eine Abweichung des Maximums von 15 cm.

Die DMS-Rosetten auf der Zugseite wurden bei diesem Versuchskörper falsch aufgeklebt. Durch ein Versehen wurden die Diagonal-DMS nämlich unter einem Winkel von  $45^\circ$  angebracht, so daß sie auf den Diagonal-DMS auf der Druckseite genau senkrecht stehen. Da jedoch drei Dehnungen gemessen worden sind, kann die Dehnung in jeder beliebigen Richtung aus den gemessenen Werten errechnet werden. Die DMS-Rosette mit den Koordinaten  $x=0,0$  /  $y=-1,0$  auf der Zugseite ist bereits bei Beginn des Versuches aus unbekannten Gründen ausgefallen.

Die Ausbiegungsmessung weist für L 7 - L 8 eine überproportionale Zunahme der Mitten-Ausbiegung auf, die dann durch eine geringere Ausbiegungszunahme in den darauffolgenden Laststufen wieder ausgeglichen wird, so daß sich insgesamt ein glatter Kurvenverlauf einstellt. Diese Erscheinung ist darauf zurückzuführen, daß die Lagerrollen nicht perfekt zu den vorhandenen Lagerflächen passen, sondern ein herstellungsbedingter Luftspalt von bis zu 0,5 mm klafft. Dieser Luftspalt schließt sich, wenn er an einer Ecke auftritt, ruckartig, was eine Welle in der Lastausbiegungsbeziehung zur Folge hat.

Die Mittenausbiegung wächst bei Steigerung der Last von 0,85 auf  $1,0 \cdot F_u$  von 9 auf 22 mm. Dies ist auf den wesentlich größeren Einfluß der Theorie 2. Ordnung im Vergleich zu den 10 cm dicken Versuchskörpern zurückzuführen.

Der Verlauf der Hauptdehnungen ist auch bei diesem Versuch auf der Zugseite kissenförmig und auf der Druckseite tonnenförmig. Die unterschiedlichen Beanspruchungen, die das Reißbild vermuten ließ und die Biegefigur bestätigte, sind hier nicht in dieser Klarheit zu erkennen. Möglicherweise hat die auf der Zugseite früh einsetzende Reißbildung bereits einen Ausgleich geschaffen. Auf der Druckseite ist jedenfalls nur zu erkennen, daß die beiden hori-



zontalen Ränder deutlich größere Stauchung erleiden als der mittlere Bereich. Die DMS-Rosette bei  $x=-1,0$  /  $y=1,0$  zeigt dabei ganz klar den Maximalwert mit  $3,3 \text{ ‰}$  Stauchung an. Dabei ist aber die ganze vertikale Mittelachse mit ziemlich genau  $2 \text{ ‰}$  gestaucht. Aus dieser Sicht wäre also nicht zu erkennen, warum die Bruchlinie soweit unten verläuft, denn das sie durch die Ecke geht ist nicht verwunderlich sondern ein Merkmal des Tragverhaltens dieser Versuchskörper. Der Unterschied zu den anderen Versuchen (wie Nr. 7) ist vielleicht nur darin zu sehen, daß bei Versuch Nr. 9 der Bruch in der Ecke eingeleitet wurde, während er bei Wand W 7 von der Mitte ausgegangen ist.

Die Einzelergebnisse der Dehnungsmessung zeigen für die vertikalen, gestauchten Fasern auch kurz vor dem Bruch noch eine erhebliche Steifigkeit, nur auf der Zugseite brechen die Steifigkeiten zusammen, dabei erreicht die Vertikaldehnung auf der Zugseite in Wandmitte ungefähr  $2 \text{ ‰}$ , also in etwa die Reißdehnung. Daher würde sich in dieser Umgebung jetzt auf jeden Fall ein horizontaler Reiß gebildet haben. 50 cm unterhalb des Mittelpunktes hat sich dieser Reiß dann in Form der Bruchlinie gebildet.

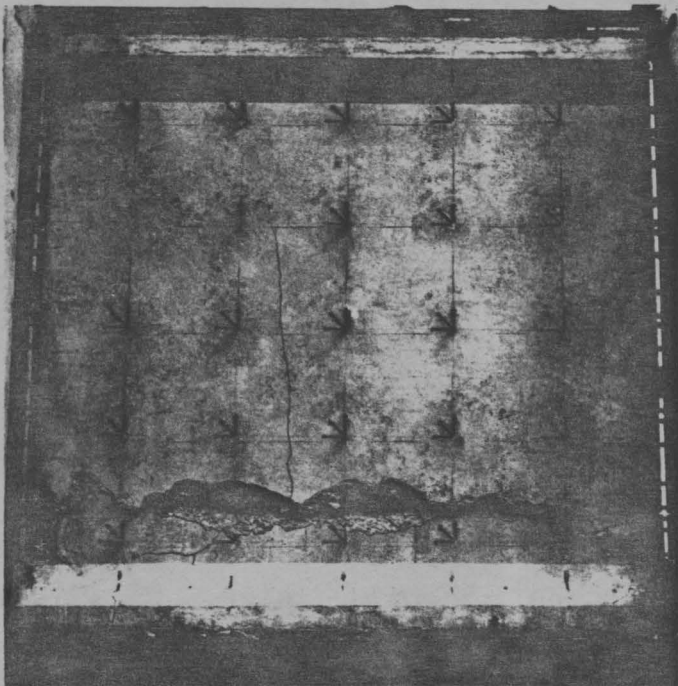


Bild 3.18:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 9  
Ansicht Druckseite

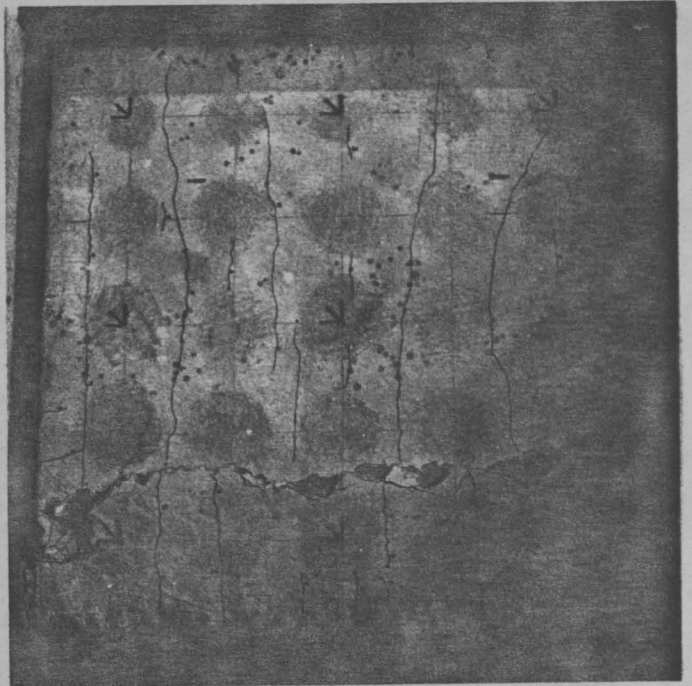


Bild 3.19:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 9  
Ansicht Zugseite

### 3.3.5 Wand W 10

Bei Versuch Nr. 10 sind die DMS-Rosetten auf der Zugseite mit den Koordinaten  $x=-1,0 / y=0,0$  und  $x=-1,0 / y=1,0$  gleich zu Beginn des Versuches ausgefallen. Dies wurde durch einen Kurzschluß in der Verkabelung verursacht, bei dem Abschirmung und Phase miteinander in Kontakt gekommen waren. Für die betroffenen DMS konnte deshalb keine Änderung des Widerstandes gemessen werden.

Dieser Versuch unterscheidet sich von Versuch Nr. 9 außer durch die unvermeidbaren Herstellungsungenauigkeiten nur dadurch, daß bei  $y = \pm 0,5$  auf 2 m Länge ein ca. 0,3 mm breiter Riß den Versuchskörper völlig durchtrennt. Infolge der Belastung setzt sich dieser Riß schnell bis zu den Rändern hin fort, so daß der Versuchskörper bei Laststufe 5 (700 kN) auf der Zugseite ganz gerissen war. Der nächste Riß trat dann erst bei Laststufe 17 (2400 kN) auf, dem dann noch einige weitere folgten. Insgesamt war die Anzahl der Risse jedoch wesentlich geringer als bei Wand W 9. Dies ist darauf zurückzuführen, daß sich bei Versuch Nr. 10 durch die vorgeprägten Risse in horizontaler Richtung zunächst keine Zugspannungen aufbauen konnten. Da diese Risse nämlich den Prüfkörper ganz durchtrennten, konnten in der Rißachse zunächst keine Schnittkräfte übertragen werden. Bei Laststufe 25 (3000 kN) stellte sich dann der Bruch ein, wobei die Bruchlinie wie bei Wand W 9 verhältnismäßig weit unten lag. Dies deutet darauf hin, daß die Tragfähigkeit des mittleren Streifens nicht ganz ausgenutzt war. Auf der Druckseite war im Bruchzustand eine ausgeprägte Bruchschollenbildung zu beobachten, wobei auch vereinzelt die Ränder der vorgeprägten Risse abplatzten.

Die im Anhang gezeigte Darstellung der Biegefigur in Form von Höhenlinien ist insofern irreführend, als die Höhenlinien die vorgeprägten Risse nicht glatt durchlaufen können, sondern an dieser Stelle einen Sprung aufweisen müssen, der die unterschiedliche Ausbiegung auf beiden Seiten des Risses andeutet. Mit den vorhandenen Rechenprogrammen zur Ermittlung von Höhenlinien war diese Darstellungsweise jedoch nicht zu erzielen.

Die Biegefigur selbst erweist sich als ausgesprochen symmetrisch zu beiden Hauptachsen. Daraus kann man auf eine gelungene Lasteinleitung schließen, denn die Wanddicke ist auch ziemlich symme-

trisch. Außerdem scheint die Kraftübertragung an den vorgeprägten Rissen ziemlich gleichmäßig zu sein.

Die Ausbiegungen sind bei diesem Versuchskörper immer um ungefähr 10 % größer als bei Versuchskörper Nr. 9, obwohl beide in bezug auf Geometrie und E-Modul des Betons praktisch völlig gleich sind. Daraus ist zu schließen, daß der Versuchskörper Nr. 10 aufgrund der vorgeprägten Risse deutlich weicher ist als Versuchskörper Nr. 9, trotzdem erfolgt ein spröder Bruch. Die Mittenausbiegung beträgt im Bruchzustand nämlich nur 15 mm, dabei ist die Steifigkeit des Mittenquerschnittes noch rund dreimal so groß wie bei Wand W 9.

Charakteristisch für die Hauptdehnungen ist neben ihrem orthodoxen Verlauf auch eine gute Symmetrie zu den beiden Hauptachsen. In dem mittleren Streifen treten überhaupt keine Verdrehungen der Hauptdehnungen auf. Die Auftragung der Dehnung über der Last zeigt an, daß beispielsweise der Mittelquerschnitt keine vertikale Verkrümmung erlitten hat, wenngleich die horizontale Verkrümmung recht kräftig ist. Der dabei auftretende Größtwert der Stauchung von 1,8 ‰ ist bei weitem zu klein um als Versagensursache herangezogen zu werden. Mit Ausnahme der Ecken bleiben die Dehnungen der Zugseite unterhalb der Reißdehnung. Verbleibt also die Frage, wie sich die vorgeprägten Risse verhalten haben.

Die Risse haben sich auf der Zugseite bis zu Bruch auf rund 1 mm geöffnet, bei einer Anfangsbreite von 0,3 mm. Die Druckseite ist dem nicht im erwarteten Maß gefolgt. Die gegenseitige Verschiebung der Reißufer wurde dort mit Hilfe von induktiven Weggebern mit einer Meßbasis von 100 mm gemessen, weil vermutet wurde, daß sich die Risse schon bei der Anfangslast schließen und die Reißufer demzufolge kräftig gestaucht werden. In Wirklichkeit war es dann wohl so, daß der Reiß selbst durch feine Sandkörner verschmutzt war, die sofort eine geringfügige Kraftübertragung ermöglichten. Der Größtwert der Stauchung betrug daher im Bruchzustand am Reiß etwa 7 ‰. Hätte eine freie Verschiebung der Reißufer gegeneinander stattgefunden mit anschließendem Kraftschluß, so hätte dies einen Knick in der Last-Dehnungsbeziehung erzeugt. Aufgrund der Verunreinigungen muß es zu Spannungsspitzen gekommen sein, die als Ursache für die Abplatzungen der Reißufer beim Bruch angesehen werden können.

Außerdem müssen diese Sandkörner bezüglich der Querkraftübertragung im Riß wie ein Rollenlager gewirkt haben, denn an beiden Rissen sind bei allen Laststufen Relativverschiebungen  $\delta w$  aufgetreten. Querkraftübertragung muß gleichwohl stattgefunden haben, denn ohne die ist die Tragfähigkeit des Gesamtsystems nicht erklärbar. Durch die Abplatzung der Rißufer auf der Druckseite wurde das Tragvermögen dann so drastisch verringert, daß der Bruch eintrat.

Ein letztes Indiz für das wandartige Tragverhalten dieses Prüfkörpers liefert schließlich das Rißbild, denn die Ausbildung der Kissenform auf der Zugseite und der Tonnenform auf der Druckseite ist letztlich nicht ohne die Annahme einer Quertragwirkung denkbar, wenn diese auch sicherlich verhältnismäßig spät einsetzt. Andererseits ist das Quertragvermögen dieses Prüfkörpers deutlich geringer als das des Prüfkörpers Nr. 9 und deswegen ist die bezogene Bruchlast auch um 15 % geringer.

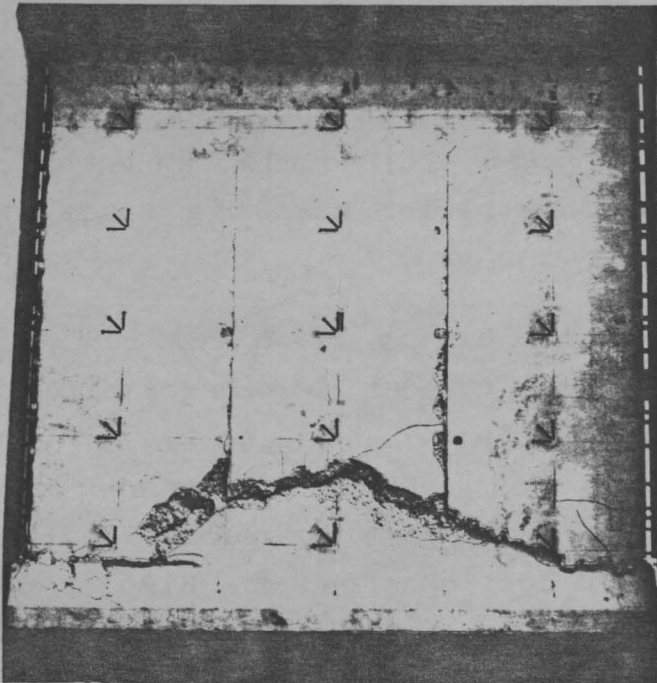


Bild 3.20:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 10  
Ansicht Druckseite

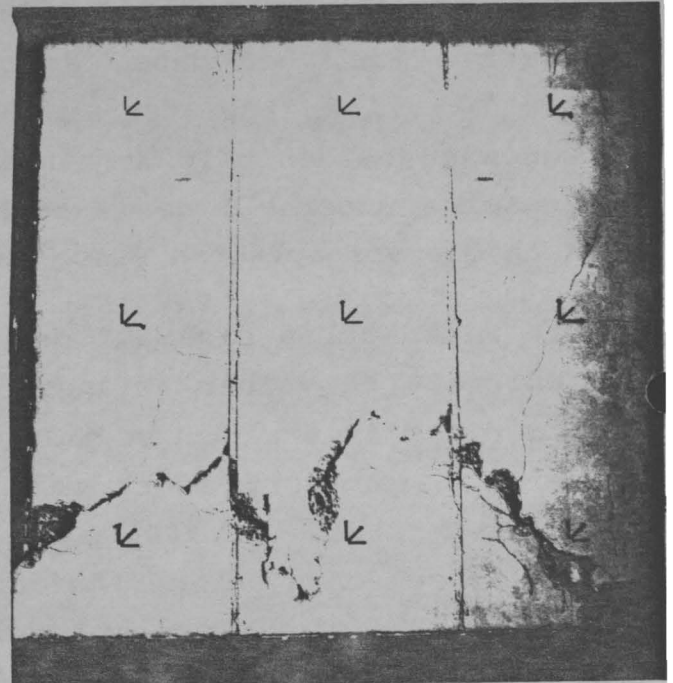


Bild 3.21:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 10  
Ansicht Zugseite

### 3.4 Stufe 3

#### 3.4.1 Wand W 11

Die Versuchsvorbereitung bei der Wand W 11 verlief problemlos, der Versuchsablauf planmäßig. In Zeitabständen von ca. 10 Minuten wurde die Belastung um ca. 200 kN gesteigert. Nach jeder Lastaufbringung wurde auf der Zugseite nach Rissen gesucht. Auch in der letzten gemessenen Laststufe ( $F=1,346$  MN) war noch kein Riß zu finden. Die Ausbiegung in der Mitte des freien Randes betrug zu diesem Zeitpunkt 17,18 mm. Nach der nächsten Laststeigerung auf einen Wert von ca. 1,526 MN wurde die eingeleitete Last durch Dehnungsmessung der Spannstangen überprüft. Kurz darauf, noch bevor die allgemeine Messung erfolgt war, trat entgegen der Annahme, daß sich der Bruch durch Risse vorankündigen würde, dieser schlagartig ein.

Im Gegensatz zu den 4-seitig gelagerten Wänden kann hier von einem Bruch ohne Vorankündigung gesprochen werden, da das Auftreten der ersten Risse gleichzeitig zum Versagen der Wand führte.

Die Bilder 3.22 und 3.23 zeigen die Bruchbilder der Zug- und der Druckseite. Hieraus ist ersichtlich, wie sich die Rißentwicklung, von den gehaltenen Ecken in unmittelbarer Nähe der Konsolen, unter 45° Neigung zur Mitte hin fortsetzt und dort in einen horizontalen Riß übergeht; eine Bruchlinie, die den 3-seitig gelagerten Platten ähnlich ist.

Leider war es nicht möglich, den Eintritt des Bruches und die genaue Rißentwicklung aufzunehmen, da hierzu eine spezielle Hochgeschwindigkeitskamera erforderlich gewesen wäre. Laut Beobachtung und Beurteilung der am Versuch beteiligten Personen soll der Eintritt des Bruches - wie beschrieben - von der unteren, gehaltenen Ecke aus erfolgt sein. Diese Beurteilung kann jedoch nur als eine subjektive Meinung der Beteiligten angesehen werden.

Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen weisen auf der Druckseite in der vertikalen sowie in der diagonalen Richtung ausschließlich Stauchung auf, während in der horizontalen Richtung nur Dehnungen auftreten. Dabei traten die größten gemessenen Verformungen nicht

im Mittelbereich der Wand auf, sondern in der Nähe der Konsolen. Betragsmäßig sind die größten Vertikalstauchungen ( $-1,542 \text{ mm/m}$ ) bzw. Horizontaldehnungen ( $+0,233 \text{ mm/m}$ ) der Druckseite im oberen, dem freien Rand nahe liegenden Bereich der Wand zu verzeichnen. Hingegen haben die Stauchung in der Diagonalrichtung ihren maximalen Wert ( $-0,607 \text{ mm/m}$ ) im unteren, dem freien Rand nahe liegenden Bereich. Es erscheint, daß eine Umlagerung der eingeleiteten Momente von der Mitte der Wand zum freien Rand stattgefunden hat. Dies bedeutet für den Mittelbereich eine Entlastung und damit geringere Verformungen, und kann vermutlich auch die im Vergleich zu den Versuchen W 12 und W 13 ziemlich steil verlaufende, geneigte Bruchlinie verursacht haben.

Für einige Meßstellen sich die gemessenen Einzeldehnungen in den Dehnungs-Last-Diagrammen aufgezeichnet (Bilder A 218 bis A 221). Ein Vergleich dieser Bilder untereinander verdeutlicht in geeigneter Weise die oben beschriebene, unsymmetrische Entwicklung der Verformungen.

Die aus den Einzelergebnissen der Dehnungsmessungen gewonnenen Hauptdehnungsbilder sind für das Verformungsverhalten der 3-seitig gelagerten Wände charakteristisch. Wie die Bilder A 211 und A 212 zeigen, nehmen die Neigungen der Hauptdehnungen an den gehaltenen Rändern mit zunehmender Belastung zu, während die des mittleren Bereiches nahezu unverändert bleiben. Hieraus resultiert - ähnlich wie bei den Ausbiegungskurven, jedoch nicht so ausgeprägt - eine Schar von Halbkreisen um den freien Rand. An den gehaltenen Ecken weisen die Hauptzugdehnungen die größte Neigung auf, wodurch sich die oben erläuterten Annahmen, bezüglich der Rißentwicklung und der Einleitung des Bruches bestätigen lassen. Bleiben die sich als Dehnungen bzw. Stauchung einstellenden Hauptdehnungen der Druckseite für alle Lasten unverändert, so gehen die Stauchung auf der Zugseite mit zunehmender Belastung in Dehnungen über.

Die Ergebnisse der Wegmessungen, die in Form von Linien gleicher Ausbiegung für die gesamte Wand repräsentiert werden, sind ebenfalls charakteristisch für die 3-seitig gelagerten Wände. Waren die entsprechenden Kurven für die 4-seitig gelagerten Wände der gleichen Abmessungen geschlossene Linien, so verlaufen sie bei 3-seitiger Lagerung halbkreisförmig um den freien Rand. Diese Bilder sich exemplarisch für vier Laststufen im Anhang A, Bilder A 214



bis A 217, wiedergegeben. Sie enthalten außerdem ausgesuchte, vertikale und horizontale Schnitte durch die Ausbiegungslinien der Wand, aus denen deren Verlauf besonders deutlich wird. Die vertikalen Schnitte zeigen eine einwellige Ausbiegungsfigur, während die horizontalen Schnitte einen parabolischen Verlauf aufweisen.

Wie diesen Bildern zu entnehmen ist, treten die größten Ausbiegungen am freien Rand auf und fallen in Richtung zu den gehaltenen Rändern hin ab. Aus dem Vergleich der für die vier Laststufen angegebenen Bilder wird deutlich, wie die Ausbiegungen mit zunehmender Last anwachsen. Beim Betrachten der Schnitte wird ferner die bereits erwähnte, ausgeprägte Unsymmetrie der Ausbiegungen ersichtlich, die durch eine stärkere Auslenkung im Bereich der oberen Wandhälfte gekennzeichnet ist. Die größte Ausbiegung tritt etwa 50 cm oberhalb der horizontalen Symmetrieachse der Wand auf. Eine mögliche Erklärung für diese Unsymmetrie liefert Bild A 208, in dem die Wandtopologie aufgetragen ist. Die Linien gleicher Wanddicke weisen eine starke Schwankung der Waddicken in den oberen, linken Bereich auf; dort hat sich ein regelrechter Berg ausgebildet mit Dickenabweichungen von ca. 3 mm.

Der Einfluß der geometrischen Imperfektionen auf die Lastexzentrizität wird aus den weiteren, zur Wandtopologie aufgetragenen Höhenlinien deutlich. Wie dem Bild A 208 zu entnehmen ist, kann bei dieser Wand eine geringere, tatsächlich vorhandene Lastausmitte für den Mittelbereich gegenüber den oberen und unteren Wandbereichen festgestellt werden. Diese Tatsache bestätigt auch die oben beschriebene Annahme von der Umlagerung der eingeleiteten Momente durch die Konsolbereiche zur Wandmitte hin. Dies wird noch deutlicher, wenn man die Abweichungen der eingeleiteten den den einzuleitenden Lastausmitten zahlenmäßig gegenüberstellt. Bei der vorhandenen konstanten Lastausmitte von  $e_k/d=0,2$  hat ein möglicher Fehler von 1,5 mm einen Einfluß auf die Lastexzentrizität, bezogen auf den ursprünglichen Wert, von ca. 9 %.

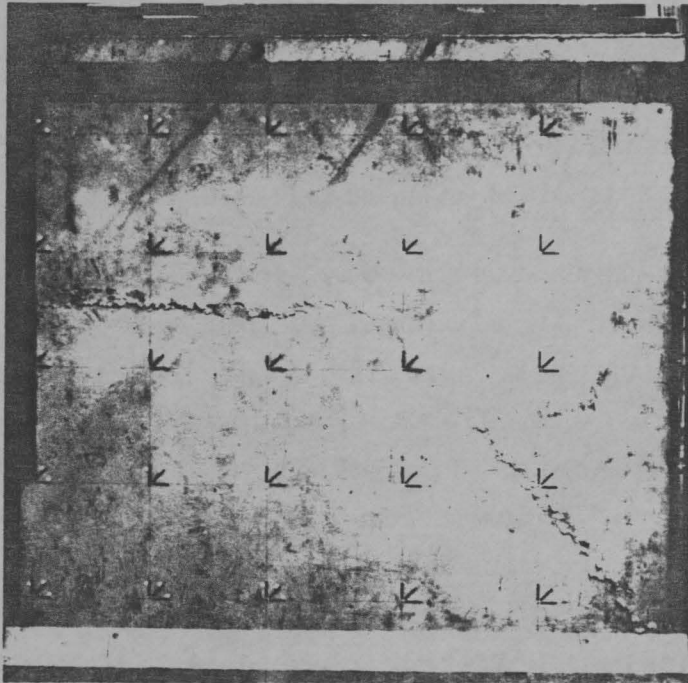


Bild 3.22:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 11  
Ansicht Druckseite

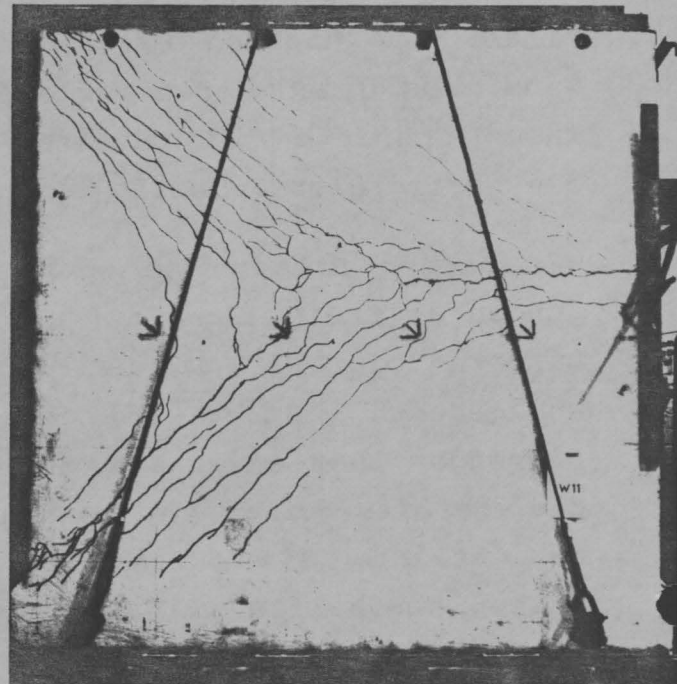


Bild 3.23:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 11  
Ansicht Zugseite

#### 3.4.2 Wand W 12

Die bei Versuchsdurchführung anfänglich größeren Laststufen wurden bei diesem Prüfling mit zunehmender Last verfeinert, so daß die Lastaufbringung bis zum Erreichen der Bruchlast in 33 Laststufen erfolgte.

Die während der Versuchsdurchführung analog mit einem x-y-Schreiber aufgezeichneten Verformungen der beiden vertikalen DMS, die in der Mitte des freien Randes auf der Druck- und auf der Zugseite angeordnet waren, zeigten eine stetige Zunahme an. Der druckseitige DMS erfuhr ausschließlich Stauchung. Dagegen wechselte das Vorzeichen der Verformungen des zugseitigen DMS. Zunächst erhält die Zugseite ebenfalls eine Stauchung, mit zunehmender Belastung und den daraus resultierenden, wachsenden Ausbiegungen nimmt die Stauchung ab, um schließlich in eine Dehnung überzugehen. Die maximale Stauchung dieses DMS wird mit einem Wert von  $-0,08 \text{ mm/m}$  bei einer Last von  $1,572 \text{ MN}$  (55 % der Bruchlast) gemessen. In der 27. Laststufe, in der die Last auf  $2,531 \text{ MN}$  (89 % der Bruchlast)



gesteigert wurde, betrug die Dehnung in dieser Meßstelle  $+0,083$  mm/m, die zugehörige Ausbiegung lag bei 15,5 mm. Die folgenden Laststeigerungen bis zur Bruchlast lassen die Verformungen überproportional mit großer Geschwindigkeit anwachsen. So weisen z. B. in der letzten gemessenen Laststufe (2,832 MN) die zugseitigen, vertikalen bzw. diagonalen DMS in der Mitte des freien Randes die Dehnungen  $+0,538$  mm/m bzw.  $+0,23$  mm/m auf. Die Ausbiegung dieses Rasterpunktes hat zu diesem Zeitpunkt den Wert 26,23 mm erreicht.

Wenn auch aus Sicherheitsgründen in der Nähe der Bruchlast auf eine genauere Suche nach Rissen verzichtet werden mußte, so wurde die schnellere Verformungszunahme als eine Vorankündigung des Bruches interpretiert. In der 34. Laststufe beim Aufbringen der Last versagte der Versuchskörper bei ca. 2,842 MN. Eine umfangreiche Messung konnte nicht mehr erfolgen.

Die überproportionale Zunahme der Verformungen in der Nähe der Bruchlast läßt die Vermutung zu, daß eine Rißbildung erfolgt war, da eine Verformungszunahme ausschließlich aufgrund einer starken Abnahme des E-Moduls nicht sehr wahrscheinlich ist.

Die zug- und druckseitigen Bruchbilder sind in den Bildern 3.24 und 3.25 dargestellt. Die Bruchlinie beginnt unmittelbar über der unteren Konsole am gehaltenen Rand und erstreckt sich unter  $45^\circ$  Neigung bis zur Mitte der Wand, um dann horizontal bis zum freien Rand zu laufen. Auf der Zugseite haben sich im Vergleich zu den Bruchbildern der Wand W 11 wesentlich mehr Risse gebildet. Ebenfalls bemerkenswert sind die Betonabplatzungen auf der Druck- und auf der Zugseite. Waren die Abplatzungen bei Wand W 11 oberflächlich und klein, also eher schuppig, so sind sie hier wesentlich tiefer und großflächiger. Besonders deutlich ist die Tiefe des Risses in der unteren, gehaltenen Ecke auf den Ausschnittsbildern zu sehen. Die Bilder 3.26 und 3.27 zeigen den Eckbereich wiederum von der Zug- bzw. Druckseite.

Die Hauptdehnungen, die für vier Laststufen in den Bildern A 229 und A 230 dargestellt sind, zeigen den für die 3-seitig gelagerten Wände charakteristischen Verlauf. Mit zunehmender Belastung nehmen auch hier die Neigungen der Hauptdruck- und Hauptzugdehnungen der gehaltenen Ränder zu. In der Meßstelle  $x=-0,84$  m /  $y=-1,0$  m haben die Hauptdehnungen eine entgegengesetzte Neigung im Vergleich zu

den übrigen in ihrer Umgebung. Hierzu kann entweder eine schlechte Klebung der DMS oder aber auch eine örtliche, strukturelle Störung des umgebenden Betons geführt haben. Einen weiteren interessanten Unterschied zeigen diese Hauptdehnungsbilder im Vergleich zu den Versuchen W 11 und W 13 für die auf dem geneigten Teil der Bruchlinie liegenden Meßstellen: Während die Beanspruchungsart dieses Betonstreifens auf der Druckseite bei den Wänden W 11 und W 13 eine zweiachsale Druck-Zug-Beanspruchung ist, zeigt die Wand W 12 eine zweiachsale Druck-Druck-Beanspruchung.

Geht man von der Vorstellung aus, daß bei den 3-seitig gelagerten Wänden die eingeleiteten Momente durch die Drillsteifigkeit der gehaltenen Ecken vom freien Rand auf den gelagerten, unbelasteten Rand umgelagert werden, so sind diese Ecken stark gefährdet. Hier ist ein Vergleich mit den drillsteifen Plattenecken angebracht. Kommen dann noch ungünstige Einflüsse durch geometrische Imperfektionen hinzu, wie es vor allem bei der Wand W 12 der Fall ist, dann sind diese Bereiche am stärksten gefährdet. Dies wird besonders aus den Linien gleicher Wanddicke deutlich (vgl. Bild A 226). Die untere, gehaltene Ecke weist eindeutig die dünnste Stelle der Wand auf, die Differenz zur dicksten Stelle beträgt 7,0 mm, was 8,3 % der mittleren Wanddicke entspricht.

Die Linien gleicher Ausbiegung zeigen für vier Laststufen (Bilder A 232 bis A 235) den charakteristischen Verlauf für diese Lagerungsart. Eine geringfügige Unsymmetrie im unteren, linken Wandviertel hat ihre Ursache, wie aus den Linien gleicher Wanddicke abzulesen ist, in den Wanddickenschwankungen. In der linken Hälfte der Wand hat sich ein regelrechter Berg mit einer Dickendifferenz von 5,0 mm ausgebildet.

Durch einen Vergleich der zu den Linien gleicher Ausbiegung angegebenen, horizontalen Schnitte für ansteigende Lasten kann ein Krümmungswechsel der angegebenen Kurven in Abhängigkeit von der Last festgestellt werden (vgl. Schnitt 3 in den Bildern A 232 bis A 235). Schnitt 3 zeigt die Ausbiegung in allen auf der horizontalen Symmetrieachse liegenden Punkten. Während die Krümmung dieser Ausbiegungskurve anfänglich positiv definiert ist, wird sie mit zunehmender Last negativ.

Für das Trag- und Verformungsverhalten der 3-seitig gelagerten

Wände bedeutet dies, daß zunächst die Ausbiegungen am freien Rand schneller anwachsen als die am gelagerten Rand. Durch den Einfluß der Lagerung verhält sich der Bereich am gehaltenen Rand noch relativ steif. Mit zunehmender Last nimmt jedoch dieser Einfluß ab, so daß sich der schnellere Zuwachs der Ausbiegungen vom freien Rand zur Mitte und zum gelagerten Rand verlagert. Dies bedeutet also, daß sich der freie Rand einer Lastaufnahme entzieht, und daß eine Lastumlagerung zu den steiferen Ecken stattfindet.



Bild 3.24:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 12  
Ansicht Druckseite

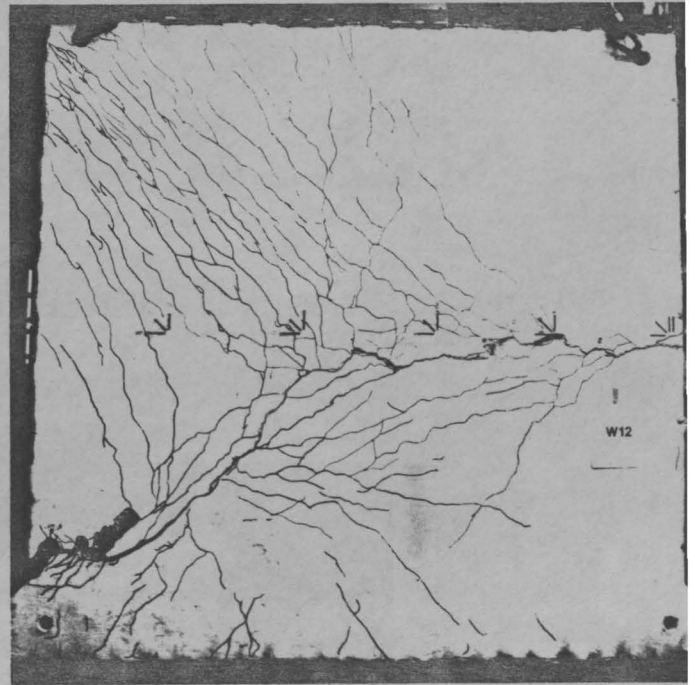


Bild 3.25:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 12  
Ansicht Zugseite

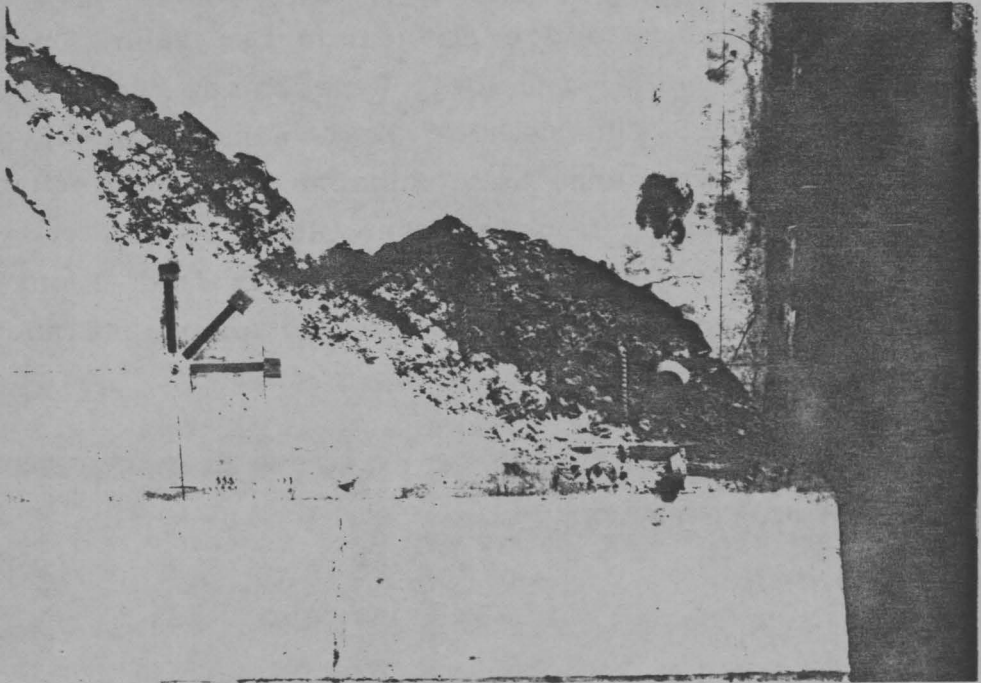


Bild 3.26: Untere Wanddecke am gelagerten, vertikalen Rand  
Ansicht Druckseite



Bild 3.27: Untere Wanddecke am gelagerten, vertikalen Rand  
Ansicht Zugseite

### 3.4.3 Wand W 13

Die Belastungsgeschichte, also die Anzahl der Laststufen mit ihren jeweiligen Lasten, unterscheidet sich bei diesem Versuchskörper kaum von der des Versuchskörpers W 12. Die aus den Nebenkörperprüfungen ermittelten Betonfestigkeiten lagen jedoch wesentlich niedriger, wie aus Tabelle A 4 des Anhanges A hervorgeht. Infolge der geringeren Wanddicke, der kleineren Betonfestigkeiten und des Fehlens einer mittigen Bewehrung wurde für diese Wand eine niedrigere Traglast erwartet als für Wand W 12. Der Versuch widersprach jedoch dieser Vermutung, die Bruchlast dieser unbewehrten Wand lag mit 2,953 MN um rund 0,11 MN über der von Wand W 12.

Wie schon bei Wand W 12 wurden während der Versuchsdurchführung neben den Pressenkräften auch die vertikalen Dehnungen auf der Druck- und Zugseite sowie die Ausbiegung in der Mitte des freien Randes analog mit einem x-y-Schreiber aufgezeichnet, so daß die Verformungsentwicklung dieser Wand gut verfolgt werden konnte. Aus Bild A 246 ist ersichtlich wie die Verformungen anfänglich langsam, aber stetig zunehmen und erst in der Nähe der Bruchlast schneller anwachsen. Dieses Verformungsverhalten ließ auf eine Vorankündigung des Bruches durch steilen Anstieg der Dehnungswerte schließen, wie bei Wand W 12. In der 33. Laststufe betrug die eingeleitete Last 2,955 MN, sie hatte eine so rasche Zunahme der Verformungen zur Folge, daß eine weitere, umfangreiche Messung bei dieser Last durchgeführt wurde (Laststufe 34). Unmittelbar nach der Messung versagte der Versuchskörper.

Die Bruchlinie, die den für eine 3-seitig gelagerte Wand typischen Verlauf aufweist, ist in den Bildern 3.28 und 3.29 für die Druck- und Zugseite wiedergegeben. Auffallend ist, daß der schräge Teil der Bruchlinie mit einer Neigung von etwa 30° verläuft, also wesentlich flacher als bei den Wänden W 11 und W 12. Auf der Zugseite sind viele schräge, in der Nähe des freien Randes aber auch einige vertikale Risse zu erkennen. Diese Risse erstrecken sich bis zu den Konsolen und ihre Abstände sind im Vergleich zu denen der bewehrten Wand W 12 größer. Bemerkenswert ist ferner, daß auf der Druckseite der vertikale Riß in der Nähe des freien Randes fast die ganze Wandhöhe durchläuft, und daß die Risse an der oberen gehaltenen Ecke senkrecht zu den Rissen auf der Zugseite

verlaufen. Ein vergleichbarer Rißverlauf ist bei Platten infolge des Drillmoments in den Plattenecken zu finden.

Die flach geneigte Bruchlinie, die bis in die Konsolen reichenden Risse und ihre Konzentration in den gehaltenen Ecken lassen auf eine Entlastung des Mittelbereichs durch den Konsolbereich schließen. Diese Vermutung wird durch die bei der Wandvermessung ermittelten Linien gleicher Wanddicke bestätigt. Wie Bild A 244 zeigt, weisen die Mittelbereiche der Wand, insbesondere in der Nähe des freien Randes, größere Dicken auf. Die obere gehaltene Ecke, auf deren Druck- und Zugseite Risse entstanden sind sowie die unmittelbaren Konsolbereiche sind durch kleinere Wanddicken gekennzeichnet. Besonders aufschlußreich für den Verlauf der Bruchlinie ist eine deckungsgleiche Abbildung der Bruchfigur mit den Linien gleicher Wanddicke (vgl. Bild A 249). Daraus kann deutlich festgestellt werden, wie die Bruchlinie durch Bereiche geringerer Wanddicken verläuft. Von weiterer Bedeutung sind die im Bild A 244 aufgetragenen Kurven, welche die Abweichungen der Mittelfläche gegenüber der rechnerisch ermittelten, approximierten Mittelebene darstellen. Da bei der Ausführung für die Lastausmitten die rechnerisch ermittelte Mittelebene zugrunde gelegt wurde, können diese Abweichungen als geometrische Imperfektionen angesehen werden. Die positiven Werte, die im Mittelbereich überwiegen, verringern die Lastausmitte, während die negativen Werte, die ausschließlich in den Konsolbereichen auftreten, sie vergrößern. Entlang der vertikalen Mittelachse beträgt die Differenz zwischen der maximalen und der minimalen Abweichung etwa 2,5 mm. Auf den ursprünglichen Wert der Ausmitte bezogen ergibt sich ein Fehler von 30 %, der den Einfluß der geometrischen Imperfektion bei dem geringe Soll-Wert der Lastausmitten von  $e_k \approx 8$  mm deutlicher macht. Die Tatsache, daß im Mittelbereich dieser Wand wesentlich geringere Lastausmitten vorhanden sind, kann ein entscheidender Grund dafür sein, daß die Bruchlast dieser unbewehrten Wand im Vergleich zur bewehrten Wand W 12 geringfügig höher liegt (4 %).

Die Hauptdehnungsbilder und die Linien gleicher Ausbiegung weisen neben dem charakteristischen Verlauf der Verformungen für die 3-seitig gelagerten Wände auf eine nahezu vollkommene Symmetrie hin. In Laststufe 13 ( $F=1,571$  MN) fiel der vertikale DMS in der Meßstelle  $x=-0,34$  m /  $y=1,0$  m auf der Druckseite aus. Auffällig ist

die Neigung der Hauptdehnungen, die auf der Zug- und auf der Druckseite bis zu einer Last von ca. 1,934 MN fast unverändert bleibt. Die auf der horizontalen Symmetrieachse liegenden Hauptdehnungen der Druckseite behalten ihre Neigung sogar bis zum Erreichen der Bruchlast bei. Dies deutet auf einen überwiegenden Einfluß der Normalkraft im Vergleich zum Einfluß der Biegung hin.

Charakteristisch für die 3-seitig gelagerten Wände ist ferner, wie aus der Betrachtung der Dehnungen und Ausbiegungen der einzelnen Meßstellen hervorgeht, der schnellere Zuwachs dieser Dehnungen bzw. Ausbiegungen erst im Bereich der Bruchlast. Bezieht man die bei ca. 90 % der Bruchlast für den Punkt in der Mitte des freien Randes gemessenen Werte der Stauchung (vertikaler DMS auf der Druckseite) und Ausbiegung auf die kurz vor dem Bruch gemessenen Werte, so erhält man folgende Quotienten:

$$\frac{\epsilon_{0,90}}{\epsilon_u} = \frac{-1,413 \text{ mm/m}}{-2,548 \text{ mm/m}} = 0,55, \quad \frac{w_{0,90}}{w_u} = \frac{12,94 \text{ mm}}{28,88 \text{ mm}} = 0,45.$$

Daraus folgt, daß eine 10-%ige Laststeigerung im kritischen Bereich wesentlich größere Verformungszuwächse zur Folge haben kann als die davor liegenden 90 %. Dieser schnelleren Zunahme der Verformungen geht offensichtlich eine starke Verminderung der Biege- und Dehnsteifigkeit voraus. Hinzu kommt der Einfluß der Theorie 2. Ordnung, der mit zunehmender Ausbiegung immer größer wird. Die Überlagerung dieser Effekte ist es auch, die letztlich zum Stabilitätsversagen ohne Vorankündigung führt.





Bild 3.28:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 13  
Ansicht Druckseite

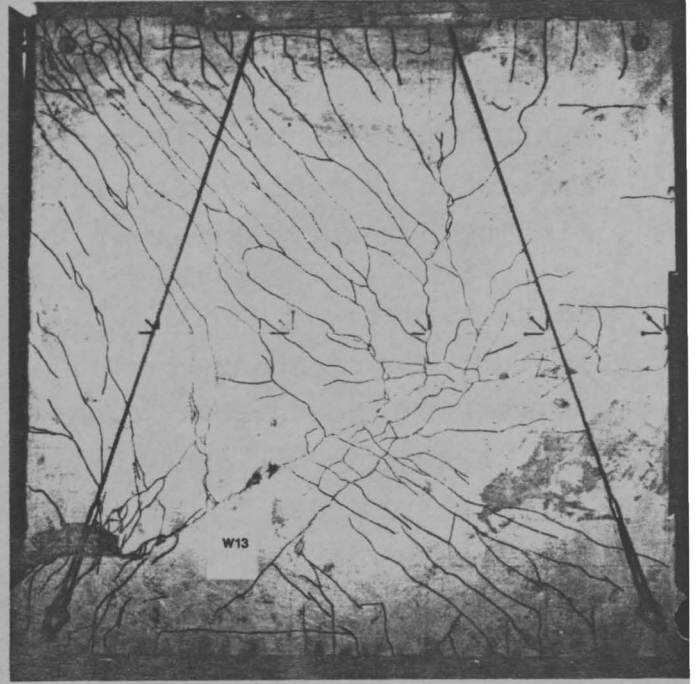


Bild 3.29:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 13  
Ansicht Zugseite

#### 3.4.4 Wand W 14

Die Höhe der zu erwartenden Bruchlast wurde gemäß /BMS84/ mit etwa 14,5 kN/cm bei 230 cm Wandbreite auf 3,335 MN abgeschätzt. Die einzelnen Spannstangenkräfte lagen dabei unterhalb der zulässigen Belastung.

Bei Wand W 14 stellten sich während der Versuchsdurchführung Schwierigkeiten mit der Lasteinleitungskonstruktion ein. Bis zu einer Last von 2,962 MN verlief der Versuch völlig planmäßig. Beim anschließenden Weiterbelasten kippte dann ein Pressenhaupt, so daß der Versuch abgebrochen werden mußte. Nach der Entlastung wurde das Pressenhaupt neu eingerichtet und der Versuch erneut angestartet. Bei etwa 1,5 MN kippte das Pressenhaupt wiederum, so daß der Versuch endgültig abgebrochen werden mußte.

Bei einer Last von 2,962 MN waren die Spannstangenkräfte schon relativ groß. Das Tragverhalten der Wand zeigte jedoch noch keinerlei Anzeichen eines Versagens, also entschloß man sich, die Lastausmitte der Wand von  $e_k/d=0,1$  auf  $e_k/d=0,2$  zu vergrößern und



einen weiteren Belastungsversuch durchzuführen. Die nach dem ersten Versuch vorhandenen Verformungen wurden gemessen, alle Meßinstrumente blieben angeschlossen, mit Ausnahme der Weggeber auf den oberen und unteren Stahlträgern.

Der Umbau erfolgte an der im Versuchsstand eingebauten Wand. Die Lasteinleitungskonstruktion wurde entfernt, so daß die angeschweißten Lastbarren frei zugänglich waren. Die Lage der Lastbarren wurde genau markiert, bevor die Schweißnähte entfernt wurden. Ein genaues Einmessen ihrer neuen Position bezogen auf die approximierte Mittelebene mittels eines Theodoliten konnte nicht mehr vorgenommen werden. Die dazu erforderlichen Arbeiten - insbesondere im oberen Lasteinleitungsbereich in einer Höhe von ca. 6 m - wären nicht möglich gewesen. Die neue Lage der Lastthalbrunde wurde mit einem Lineal bezogen auf die alte markierte Lage gemessen.

Nach diesem Umbau konnte der zweite Belastungsversuch gestartet werden.

#### 3.4.5 Wand W 14/1

Wegen der neuen Abmessungen dieser und der Wand W 15 mußte - wie bereits erläutert - der Versuchsstand umkonstruiert werden. Aufgrund der kleineren Wandbreite kamen nur vier Pressen zur Lastaufbringung zum Einsatz. Ansonsten verliefen die Vorbereitung und die Versuchsdurchführung im wesentlichen wie bei den quadratischen Wänden.

Während der Versuchsdurchführung zeichnete ein x-y-Schreiber neben den Pressenkräften auch die Ausbiegungen in drei für das Trag- und Verformungsverhalten charakteristischen Meßstellen, in der Mitte und in den Viertelpunkten der vertikalen Symmetrieachse, analog auf.

Die Ausbiegungskurven zeigen neben der stetigen, fast linearen Zunahme der Ausbiegungen bereits vom Beginn der Belastung an die erwartete mehrwellige Verformungsfigur, auf die später noch ausführlich eingegangen wird.

Die im Last-Zeit-Diagramm eingetragene Last stellt für Wand 14/1, im Gegensatz zu den anderen Versuchen, nicht die Bruchlast,

sondern die für diesen Teilversuch zuletzt gemessene Last dar. Sie betrug 2,962 MN und wurde kurz vor dem Abbruch des Versuches in der 17. Laststufe erreicht.

Die ersten Risse traten bei diesem Versuch in der oberen Konsole sowie in deren unmittelbarer Nähe erst ab der 14. Laststufe bei einer Last von 2,802 MN auf. Ein weiterer Riß folgte dann im unteren Wandbereich bei der Last 2,885 MN in der vorletzten Laststufe. Die zugehörigen Rißbilder sind im Bild A 273 dargestellt.

Die aus den Einzelergebnissen der eingesetzten Weggeber ermittelten Linien gleicher Ausbiegung der Wand sind für vier Laststufen in den Bildern A 274 bis 277 aufgetragen. Aus diesen Bildern kann die Ausbiegungsentwicklung der gesamten Wand bei den angegebenen Lasten abgelesen werden. Die Bilder A 281 und A 282 enthalten für ausgesuchte Meßstellen die Ausbiegungs-Last-Diagramme, welche die Ausbiegungsentwicklung dieser Meßstellen über der gesamten Last verdeutlichen.

In den Schnittbildern der Linien gleicher Ausbiegung (Bilder A 274 bis A 277) ist die angesprochene, charakteristische, mehrwellige Verformungsfigur am deutlichsten zu erkennen. Es sind zwei horizontale und zwei vertikale Schnitte ausgesucht, von denen jeweils einer durch die Symmetrieachsen verläuft. In horizontaler Richtung zeigen diese Schnitte einen parabolischen Verlauf der Wandausbiegung mit einem Scheitelpunkt in der Mitte. In vertikaler Richtung zeigt sich jedoch eine mehrfach gekrümmte Kurve mit mehreren Hoch- und Tiefpunkten, deren Tiefpunkt in der Wandmitte und deren Hochpunkte dicht neben den Wandviertelpunkten liegen. Das bedeutet, daß die Wandausbiegung entlang eines vertikalen Schnittes, beginnend am oberen bzw. unteren gelagerten Rand, bis zum jeweiligen Wandviertelbereich zunimmt und dann zur Wandmitte hin wieder abfällt.

Die geringe Wandmittenausbiegung kommt in den angegebenen Ausbiegungs-Last- bzw. Ausbiegungs-Zeit-Diagrammen dadurch zu Ausdruck, daß die darin eingetragenen Ausbiegungskurven der in der Wandmitte angeordneten Meßstellen den jeweils in den oberen bzw. unteren Wandvierteln angeordneten mit großem Abstand nacheilen. Aus diesen Diagrammen, aber auch aus den Linien gleicher Ausbiegung, kann die Größe der aufgetretenen Ausbiegungen in der Wand-

mitte sowie in der oberen und unteren Wandhälfte abgelesen werden. So beträgt z.B. bei einer Last von 2,802 MN die maximale Ausbiegung der Wandmitte 0,635 mm, während sie in der oberen und unteren Wandhälfte 3,29 mm bzw. 1,685 mm erreicht.

Die mehrwellige Ausbiegungsfigur der Wand mit ihrer geringen Mittenausbiegung kommt der Biegelinie eines zweifeldrigen Durchlaufträgers mit einer elastischen Mittelstütze gleich, wobei hier die elastische Stützung allein durch die "Querbiegesteifigkeit" der Wand hervorgerufen wird. Mit anderen Worten heißt das, daß aufgrund der Lagerungsart und des Seitenverhältnisses die Querbiegesteifigkeit in der Wandmitte eine Art "elastische Federwirkung" oder "Zugbandwirkung" hervorruft, die sich auf die Tragfähigkeit der Wand besonders günstig auswirkt.

Desweiteren kann sowohl aus den Linien gleicher Ausbiegung als auch aus den Ausbiegungs-Last-Diagrammen eine ausgeprägte Unsymmetrie der Ausbiegungen für diese Wand festgestellt werden. Die obere Wandhälfte weist eindeutig größere Ausbiegungen auf als die untere Hälfte. Interessant ist, daß sich diese Unsymmetrie mit zunehmender Last deutlicher herausstellt. Ein Vergleich der Steigungen der Ausbiegungskurven der drei Meßstellen im Bild A 268 läßt erkennen, daß der Zuwachs der Ausbiegungen in der Wandmitte und im unteren Viertelpunkt der Wand nahezu konstant bleibt, während er im oberen Wandviertelpunkt stark zunimmt. Anfangs sind die Ausbiegungen in den oberen und unteren Meßstellen nicht nennenswert groß. Mit steigender Last jedoch wachsen sie an, und in der letzten gemessenen Laststufe erreicht die Ausbiegung im oberen Wandviertelpunkt (4,4 mm) den doppelten Wert, wie im unteren Wandviertelpunkt (2,065 mm).

Zu den Unsymmetrien der Ausbiegungen können unter anderem die unterschiedlichen Ausbiegungen der oberen und unteren Lasteinleitungstraversen geringfügig beigetragen haben. Die untere Traverse wird wohl zusätzlich durch die Masse der Pressen ausgesteift, so daß dort wesentlich kleinere Ausbiegungen zu verzeichnen sind. Dagegen weisen die Linien gleicher Ausbiegung für die obere Traverse eine geringe Ausbiegung auf, die bis zur letzten Laststufe auf 0,5 mm anwächst.

Als wesentliche Ursachen für diese Unsymmetrien kommen zum einen

die geometrischen Imperfektionen und zum anderen die im vorigen Abschnitt erläuterte, trapezförmige Einleitung der Lastexzentrizität in Frage. Die Wandtopologie für diese Wand ist in den Bildern A 263 bis A 266, der Soll-Ist-Vergleich der Lastausmitten im Bild A 262 wiedergegeben. Die Linien gleicher Wanddicke weisen ein Gefälle der Wanddicken von der linken zur rechten Wandhälfte mit einer Differenz von 6 mm auf. Die Wanddicken des oberen Bereichs sind jedoch im Vergleich zum unteren Bereich größer. Folgerichtig müßten eigentlich die Ausbiegungen des oberen Bereiches kleiner sein, und die Risse, welche die Ausbiegungen vergrößern, müßten im unteren Bereich entstehen. Es bleibt also die trapezförmige Einleitung der Lastausmitten, durch die der untere Wandbereich geringer beansprucht wird, als ein entscheidender Grund für die Unsymmetrie der Ausbiegungen.

Die Einzelergebnisse der Dehnungsmessungen sind für einige ausgesuchte Meßstellen exemplarisch in den Bildern A 278 bis A 280 wiedergegeben. Die vertikalen DMS der Druck- und Zugseite weisen alle ausschließlich Stauchung auf, wobei auf der Druckseite die größten Stauchung im oberen Wandbereich ( $-1,778 \text{ mm/m}$ ) zu verzeichnen sind. Auf der Zugseite treten im unteren Wandbereich größere Stauchung ( $-0,885 \text{ mm/m}$ ) auf als im oberen Wandbereich. Alle diagonalen DMS erfahren ebenfalls Stauchung und verhalten sich auf Druck- und Zugseite wie die vertikalen DMS. Anders ist es jedoch mit den horizontalen DMS, die das Verformungsverhalten der Wand in Querrichtung erfassen. Diese erfahren zunächst alle sowohl auf der Zugseite ( $+0,607 \text{ mm/m}$ ) als auch auf der Druckseite ( $+0,268 \text{ mm/m}$ ) Dehnungen, und zwar mit dem größten Wert jeweils im unteren Wandbereich. Mit zunehmender Last werden jedoch die Dehnungen der druckseitigen DMS auf der vertikalen Symmetrieachse von oben beginnend abgebaut. So ergibt sich für die Meßstelle bei  $x=0,0 \text{ m}$  /  $y=1,0 \text{ m}$  auf der Druckseite in der letzten Laststufe sogar eine Stauchung von  $-0,043 \text{ mm/m}$ , die auf die Rißbildung zurückgeführt wird.

Die aus den Einzeldehnungsmessungen ermittelten Hauptdehnungen sind für diesen Teilversuch in den Bildern A 269 bis A 272 für vier ausgesuchte Laststufen aufgetragen. Anfänglich verlaufen die Hauptzug- und Hauptdruckdehnungen auf der Zug- und Druckseite horizontal bzw. vertikal. Mit zunehmender Last ändert sich jedoch

in den Eckbereichen der Druckseite ihre Neigung. Wie aus diesen Bildern zu entnehmen ist, erfährt die gesamte Wand bis zu einer Last von 2,802 MN ausschließlich eine biaxiale Druck-Zug-Belastung.

Nach Abbruch dieses Versuches (W14/1) und vor dem neuen Belastungsversuch W 14/2 erfolgte eine neue Untersuchung nach dem Richten der gekippten Pressen. Am Ende des ersten Belastungsversuches und nach der mißglückten Wiederbelastung wurde jeweils eine Messung vorgenommen, um die bleibenden Verformungen des Versuchskörpers festzuhalten. Exemplarisch werden hier nur die bleibenden Ausbiegungen der Wand nach der Entlastung angezeigt. Diese basieren auf den Werten der ersten Nullmessung und sind in Form von Linien gleicher Ausbiegung im Bild A 285 angegeben. Ein Vergleich mit Bild A 277 für die Last 2,962 MN zeigt, daß die Wandausbiegungen gleichmäßig um ca. 50 % unmittelbar nach der Entlastung zurückgingen. Im Bild A 286, in dem die vorhandenen Ausbiegungen der Wand vor der Wiederaufnahme des Belastungsversuches W 14/2 (6 Tage Standzeit infolge Umbaus) aufgetragen sind, kann der nahezu vollständige Rückgang der Ausbiegungen der unteren Wandhälfte festgestellt werden. Die bleibenden Ausbiegungen in der oberen Wandhälfte wurden vermutlich durch Unsymmetrie der Ausbiegungen bzw. durch die Risse im oberen Wandbereich verursacht. Auch eventuelle Störungen bei den Umbauarbeiten können dazu beigetragen haben, wenngleich mit größter Sorgfalt gearbeitet wurde.

Da die erneute Belastungsaufbringung beim Versuch W 14/1 von kurzer Dauer und die maximale Last gering war, gab es bezüglich des Trag- und Verformungsverhaltens der Wand keine wesentlichen Unterschiede im Vergleich zum Versuch W 14/1. Daher wird auf diesen Versuchsabschnitt nicht weiter eingegangen.

#### 3.4.6 Wand W 14/2

Nach sechstägiger Unterbrechung konnte der zweite Belastungsversuch der Wand W 14 begonnen werden. In dieser Zeit wurden - wie eingangs erläutert - die Pressen zur gründlichen Kontrolle abmontiert und die Lastthalbrunde entfernt und mit doppelter Lastausmitte neu angeschweißt. Der Belastungsvorgang erfolgte in 26 Laststufen und führte bei einer Last von 2,563 MN zum Versagen des

Prüflings. Die Last-Zeit-Zuordnung ist in Tabelle A 5 enthalten, das entsprechende Last-Zeit- bzw. Ausbiegungs-Zeit-Diagramm ist im Bild A 289 dargestellt. Das Ausbiegungs-Zeit-Diagramm enthält die Ausbiegungskurven für die drei für das Trag- und Verformungsverhalten charakteristischen Punkte, nämlich in der Wandmitte und im oberen bzw. untern Wandviertelpunkt.

Besonders aufschlußreich für das Trag- und Verformungsverhalten des Versuchskörpers ist die zusätzliche Betrachtung des zu diesen drei Meßstellen zugehörigen Ausbiegungs-Last-Diagramms (vgl. Bild A 305). Diese Ausbiegungskurven lassen bezüglich des Trag- und Verformungsverhaltens drei unterschiedliche Bereiche erkennen:

- Phase der geringen, fast linearen, stetigen Zunahme der Ausbiegungen,
- Phase der sehr starken, unstetigen Zunahme der Ausbiegungen und
- Phase der starken, stetigen Zunahme der Ausbiegungen.

Nachfolgend wird die Versuchsbeschreibung und die Deutung der Versuchsergebnisse anhand dieser Unterteilung erläutert:

Die erste Phase umfaßte 12 Laststufen mit einer Maximallast von 1,963 MN (76 % der Bruchlast). Diese Phase zeigt eine Fortsetzung des sich bereits beim Versuch W 14/1 eingestellten Verformungsverhaltens des Prüflings. Die Ausbiegungen der Wand steigen sehr langsam, jedoch stetig an. Die Mittenausbiegung ist gering und eilt den Ausbiegungen der oberen und unteren Wandviertelpunkte deutlich nach, so daß auch hier aus den Linien gleicher Ausbiegung (vgl. Bilder A 297 und A 298) die bereits beim Wandversuch W 14/1 erläuterte, mehrwellige Verformungsfigur wieder festgestellt werden kann. Die starke Unsymmetrie der Ausbiegungen im oberen Wandviertelbereich wird dabei durch die bleibende Ausbiegung infolge der Vorbelastung hervorgerufen.

Die Linien gleicher Ausbiegung für die Last 1,963 MN, Bild A 298, lassen ferner erkennen, daß sich die Mittenausbiegung (2,01 mm) von der Ausbiegung der unteren Wandhälfte (2,35 mm) kaum noch unterscheidet, und daß die mehrwellige Verformungsfigur allmählich abgebaut wird. Bei dieser Last und Mittenausbiegung befindet sich der Wandmittenbereich noch im ungerissenen Zustand; nur der obere Konsolbereich zeigt kleine Risse. Die Querbiegesteifigkeit dürfte jedoch nahezu ausgeschöpft sein. Die maximale, horizontale Zug-

dehnung des Mittelbereichs auf der Zugseite ist, wie aus dem Dehnungs-Last-Diagramm im Bild A 303 ersichtlich, auf einen Wert von +0,252 mm/m gestiegen.

Die Hauptdehnungen in dieser Phase, die in den Bildern A 290 bis A 291 aufgezeichnet sind, zeigen im Vergleich zu den entsprechenden Bildern zum Versuch W 14/1 eine nahezu unveränderte Neigung. Auffallend ist hier lediglich, daß in dieser Belastungsphase der überwiegende Teil der Druckseite, im Gegensatz zum Versuch W 14/1 eine biaxiale Druck-Druck-Beanspruchung aufweist.

In den Laststufen 8 bis 12 entstanden weitere, kleine Risse in unmittelbarer Nähe der oberen und unteren Konsolen, die im Bild A 295 dargestellt sind.

Die zweite Phase, die das Trag- und Verformungsverhalten der Wand entscheidend beeinflusst, beginnt bei einer Last von 2,04 MN (80 % der Bruchlast) und endet bei der Last 2,20 MN (86 % der Bruchlast).

Die Last 2,04 MN führte zunächst zu einem weiteren kleinen Riß im unteren Bereich. Dann bildete sich ein mittig verlaufender, von oben bis zur Wandmitte hin fortsetzender, vertikaler Riß, der sich bei der Last 2,12 MN bis zur unteren Konsole erstreckte (vgl. Bild A 295). Um die Auswirkungen dieses maßgeblichen Risses auf das Trag- und Verformungsverhalten der Wand in dieser Belastungsphase zu dokumentieren, wurde jeweils nach der Rißsuche eine zweite Messung durchgeführt (Laststufe 14 und 17). In den Ausbiegungs-Last und Dehnungs-Last-Diagrammen (Bilder A 302 bis A 306) werden die Auswirkungen dieses Risses durch den senkrechten Anstieg der Ausbiegungs- bzw. Dehnungskurven deutlich. Der vertikale, mittig von oben bis unten verlaufende Riß führte in dieser Belastungsphase zu einer charakteristischen Änderung des Tragverhaltens, die sich dadurch auszeichnete, daß die bisher mehrwellige Verformungsfigur in eine einwellige Verformungsfigur durchschlug.

Die Querbiegesteifigkeit der Wand, die infolge der Lagerungsart und des Seitenverhältnisses eine Art "elastische Stützung" bzw. "Zugbandwirkung" in der Wandmitte hervorrief, ist in dieser Belastungsphase erschöpft, so daß auch deren günstige Wirkung auf das Tragverhalten verloren geht.

Infolge der Abnahme der Querbiegesteifigkeit setzt eine Änderung im Lastabtrag ein. Es entsteht als neues Tragsystem eine 4-seitig gelagerte Wand mit einem vertikalen Riß in der Mitte und einer einwelligen Verformungsfigur. Die Möglichkeit, einen Teil der Belastung an die vertikalen Ränder abzugeben, wird stark eingeschränkt.

Der Übergang der Verformungsfigur von einer mehrwelligen in eine einwellige wird im Ausbiegungs-Zeit- bzw. im Ausbiegungs-Last-Diagramm (vgl. Bilder A 289, A 305 und A 306) durch die starke Zunahme der Mittenausbiegung deutlich. Die Abnahme der horizontalen Dehnungen auf der Zugseite in dieser Belastungsphase wird durch die infolge des Durchschlageffekt größer werdende Rißtiefe und damit durch den weitestgehenden Rückgang der Lastübertragung in horizontaler Richtung verursacht.

Bei den Linien gleicher Ausbiegung (vgl. Bilder A 299 und A 300) wird der Durchschlageffekt durch die Ausbiegungszunahme des gesamten Wandmittelbereiches (von 2,215 mm auf 6,470 mm) deutlich. Recht aufschlußreich für die erwähnte Änderung des Lastabtrags der Wand sind die Hauptdehnungsbilder. Die Bilder A 291 und A 293 zeigen die Hauptdehnungen vor und nach dem Durchschlagen der Wandmitte. Die im Bereich wahllos orientierten Hauptdehnungen sind durch die Verfälschung der Dehnungsmessungen infolge der Rißbildung zu erklären.

Die dritte Phase, in der das neu entstandene Tragsystem die letzten Tragreserven der Wand mobilisiert, beginnt nach dem Übergang der mehrwelligen in eine einwellige Verformungsfigur bei einer Last von 2,20 MN (86 % der Bruchlast) und wird durch das Versagen des Prüfkörpers beendet.

Das neu entstandene Tragsystem läßt sich aufgrund der voll durch die Wand gehenden Rißtiefe mit dem Wandversuch W 10 der 2. Stufe vergleichen, bei dem der Versuchskörper zur Überprüfung des Tragvermögens bereits geschädigter, unbewehrter Wände eine "planmäßige Beschädigung" in Form zweier vertikaler Risse im Abstand von je 0,5 m von der Mittelachse erhielt. Dabei war festgestellt worden, daß bei unbewehrten, 4-seitig gelagerten Betonwänden ein Lastabtrag über die durch Risse geschwächten Querschnitte zu den vertikalen Rändern hin auch nach dem Auftreten breiter, durchgehender



Vertikalrisse möglich bleibt. Diese Feststellung wird hier durch die Ergebnisse der Einzeldehnungen bestätigt.

Zu diesem Zweck sind im Bild A 303 die Dehnungs-Last-Kurven der vier Wandeckpunkte aufgetragen. Die Zugseite des unteren Wandbereichs weist auch noch in dieser Belastungsphase große Horizontaldehnungen auf. Infolge der Größe der Dehnung muß jedoch die Vertrauenswürdigkeit dieses Meßwertes stark angezweifelt werden. Sehr wahrscheinlich verlief ein nicht festgestellter Riß unter dem Meßstreifen. Der Vergleich der Dehnungen der oberen und unteren Wandecken macht ferner deutlich, daß die Querbiegesteifigkeit von oben nach unten abnimmt.

Auch nach dem Auftreten des durchgehenden Vertikalrisses kann die Last noch weiter gesteigert werden. Durch die Verzahnung im Riß bleibt noch ein gewisses, verbleibendes Quertragvermögen der Wand erhalten. Die sich hierdurch einstellenden Tragreserven sind in dieser Belastungsphase jedoch von geringer Bedeutung, weil infolge der einwelligen Verformungsfigur und der großen Lastausmitte  $e_k/d=0,2$  die Mittenausbiegung der Wand in dieser Phase schneller zunimmt und damit der Einfluß der Theorie 2. Ordnung auf das Tragverhalten immer größer wird. Eine Gegenüberstellung der Ausbiegungen der Wandmitte und des oberen Wandviertelpunktes verdeutlicht diesen Einfluß: Bei einer Last von 2,20 MN betragen sie 7,13 mm und 9,49 mm, bis zum Erreichen der Bruchlast steigen sie auf 15,02 mm bzw. 17,05 mm an.

Im Bild A 304, das die Dehnungs-Last-Diagramme der Wandecken enthält, sind ferner die vertikalen Stauchungen der Eckbereiche auf der Druckseite gegenübergestellt. Die größten Stauchungen wurden im oberen Wandbereich verzeichnet. Diese Bereiche weisen also die Stellen größter Spannungskonzentration auf, die schließlich auch bei der Last 2,563 MN zum Versagen der Wand führten.

Die dabei aufgetretene Bruchlinie setzt sich, beginnend in den oberen Wandecken, in Form einer parabolischen Kurve zur Mitte hin fort. Die druck- und zugseitigen Bruchbilder sind in den Bildern 3.30 und 3.31 wiedergegeben. Auf dem druckseitigen Bruchbild sind außer der genannten Bruchlinie zusätzliche, etwa unter 45° geneigte Risse zu sehen, die auf einen druckstrebenartigen Lastabtrag entlang des vertikalen Risses hinweisen. Dies deutet darauf

hin, daß die Wand beim Bruch, nach dem Ausfall des Mittelbereichs der oberen Konsole, versucht hat, die in den gedehnten mittleren Spannstrangen steckende Energie an die vertikalen Ränder abzugeben.

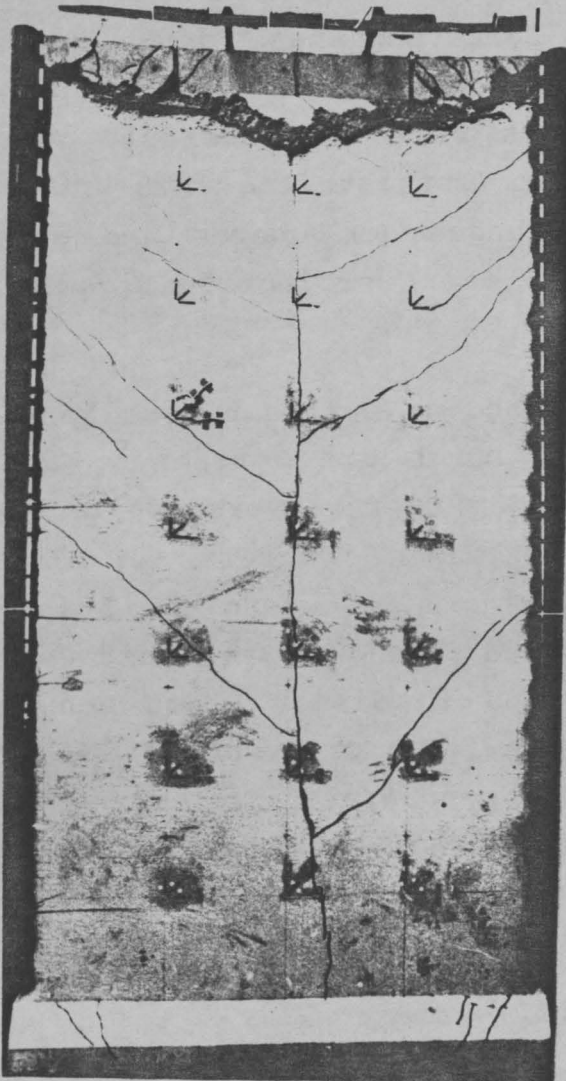


Bild 3.30:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 14  
Ansicht Druckseite

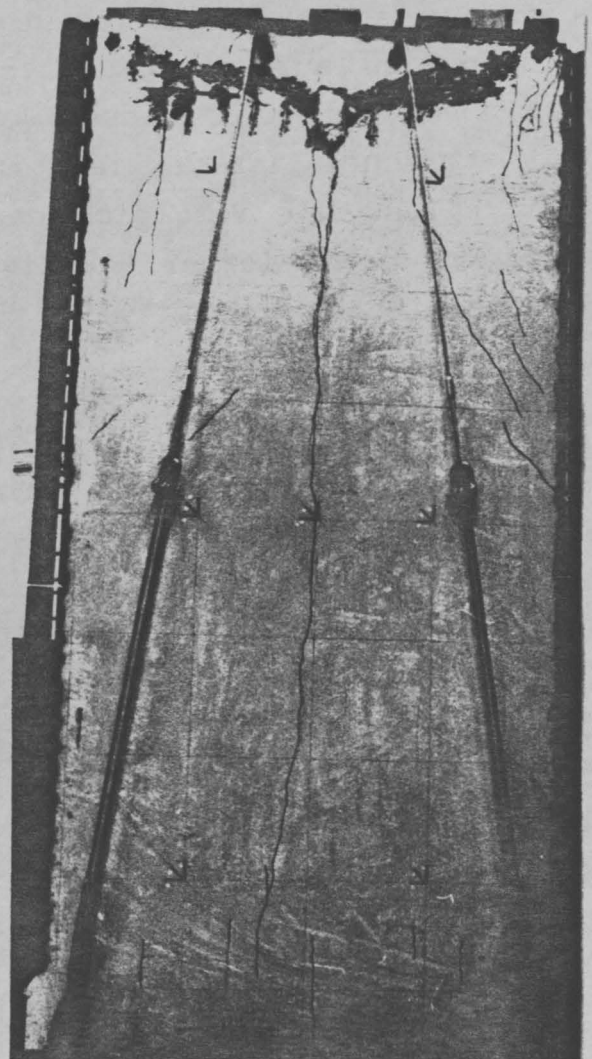


Bild 3.31:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 14  
Ansicht Zugseite

#### 3.4.7 Wand W 15

Dieser Versuchskörper war im Gegensatz zur Wand W 14 im Feld mittig bewehrt und wurde im Alter von 64 Tagen geprüft. Die Last wurde in 27 Laststufen bis zum Versagen des Prüflings aufgebracht. Dabei wurden die Ausbiegungen in drei für das Trag- und Verformungsverhalten charakteristischen Meßstellen - in der Wandmitte

und im oberen und unteren Wandviertelpunkt - analog mit einem x-y-Schreiber aufgezeichnet. Entsprechende Ausbiegungs-Zeit-Kurven sind im Bild A 315 wiedergegeben. Sie zeigen aufgrund der geringeren Ausbiegung der Wandmitte im Vergleich zur Ausbiegung des oberen bzw. unteren Bereichs auch für diese bewehrte Wand vom Beginn der Belastung an die mehrwellige Verformungsfigur. Bezüglich des Trag- und Verformungsverhaltens verhielt sich die mittig bewehrte Wand W 15 im wesentlichen wie die unbewehrte Wand W 14/2.

Aus den Ausbiegungs-Zeit- und Ausbiegungs-Last-Diagrammen (vgl. Bilder A 315 und A 331) können auch hier die beim Versuch W 14/2 erläuterten drei, für die Verformungsentwicklung charakteristischen Phasen abgelesen werden.

In der ersten Phase wachsen die Ausbiegungen bis zu einer Last von 1,77 MN (70 % der Bruchlast) stetig aber mit geringem Zuwachs an. Der erste kleine Riß entsteht bei dieser Last in der oberen Konsole. Die Linien gleicher Ausbiegung der Wand (vgl. Bilder A 323 und A 324) zeigen neben der mehrwelligen Verformungsfigur eine Unsymmetrie der Ausbiegungen für diesen Belastungsbereich. Aus den in diesen Bildern enthaltenen, vertikalen Schnitten wird deutlich, daß sich die Mittenausbiegung der Wand von dem oberen bzw. unteren Wandviertelbereich nicht wesentlich unterscheidet. Dadurch ist auch die mehrwellige Verformungsfigur dieser Wand nicht so ausgeprägt wie es beim Versuch W 14/1 ( $e_k/d=0,1$ ) der Fall war. Dies läßt folgende Vermutungen zu:

- Die durch Querbiegesteifigkeit der Wand hervorgerufene Wirkung einer "elastischen Stützung" der Wandmitte wird bei 4-seitig gelagerten Wänden mit dem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  durch Einlegen einer schwachen mittigen Feldbewehrung nicht wesentlich begünstigt.
- Je größer die Lastexzentrizität wird, desto weniger ausgeprägt ist auch die mehrwellige Verformungsfigur und damit deren günstiger Einfluß auf das Tragverhalten.

Die angesprochene Unsymmetrie der Ausbiegungen ist auch aus den horizontalen Schnitten in den Linien gleicher Ausbiegung ersichtlich. Der Scheitelpunkt der parabolischen Kurve, welche die Ausbiegung der Wand entlang der horizontalen Schnitte wiedergibt, ist um ca. 20 cm zur rechten Wandhälfte verschoben (vgl. Bilder A 323 und A 324). Zusätzlich sind die Ausbiegungen der oberen Wandhälfte insgesamt geringfügig größer als die der unteren Hälfte. Diese

Unsymmetrien, vor allem bei Wand W 14, wurden im wesentlichen dadurch verursacht, daß die Lage der rechnerischen Mittelebene falsch berechnet wurde und damit die Lastexzentrizität entlang des oberen Randes größer ist als entlang des unteren Randes (vgl. Bild A 309).

Die aus den Dehnungsmessungen ermittelten Hauptdehnungen dieser Belastungsphase (siehe Bilder A 316 und A 317), zeigen einen nahezu konstanten Verlauf der Hauptdehnungen für die gesamte Wand. Die größten Hauptdehnungen traten auf der Druckseite in unmittelbarer Nähe der oberen Konsole auf, während sie auf der Zugseite in der Wandmitte verzeichnet wurden. Bei der Last 1,77 MN erreichten die Horizontaldehnungen in der Wandmitte auf der Zugseite den Wert +0,223 mm/m und die vertikalen Stauchungen des oberen Bereiches der Druckseite den Wert -0,897 mm/m.

Die zweite Belastungsphase kündigte sich bei einer Last von 1,89 MN (76 % der Bruchlast), wie beim Wandversuch W 14/2, durch einen vertikalen Riß an und endete mit der nächsten Laststeigerung auf 1,973 MN (79 % der Bruchlast).

Im Gegensatz zur Versuchswand W 14/2 trat der vertikale Riß hier (vgl. Bild A 321) nicht mittig auf, sondern - wahrscheinlich wegen der Wanddickenschwankungen in der linken Wandhälfte (vgl. wandtopologische Bilder A 310 bis A 313) - um ca. 20 cm nach rechts verschoben. Unterhalb der oberen Konsole beginnend, verlief dieser Riß um ca. 1,0 m nach unten. In der nächsten Laststufe (1,972 MN) setzte er sich nach oben in die Konsole und nach unten um ca. 1,5 m zur Mitte hin fort. Unmittelbar nach der Rißsuche und der zweiten Messung (Laststufe 14) trat ein weiterer, ziemlich mittig verlaufender Riß im unteren Wandbereich auf, worauf noch eine Messung (Laststufe 15) vorgenommen wurde. Dieser fast mittig verlaufende Riß begann in der unteren Konsole und setzte sich in Richtung Wandmitte fort. Die Risse dieser Belastungsphase, die das Tragverhalten der Wand entscheidend beeinflussten, sind im Bild A 321 dargestellt.

In dieser Phase trat die Änderung des Tragverhaltens ein, welche, ausgelöst durch den großen, vertikalen Riß, die rasche Zunahme der Mittenausbiegung der Wand, das Durchschlagen der Wandmitte und damit schließlich den Übergang der mehrwelligen Verformungsfigur in

eine einwellige beinhaltete. Die Ursachen sowie die Auswirkungen dieser für das Tragverhalten charakteristischen Änderung wurden bereits bei Wand W 14/2 ausführlich erläutert. Hier werden nur die für die Wand W 15 spezifischen Besonderheiten aufgezeigt.

Die Bilder A 325 und A 326 zeigen die Linien gleicher Ausbiegung für diese Belastungsphase, die Dehnungs-Last-Diagramme sind in den Bildern A 328 bis A 330 angegeben. Das Durchschlagen der Wandmitte und der Übergang der mehrwelligen Verformungsfigur in eine einwellige kann aus dem Vergleich der entsprechenden Bildern bei den Lasten 1,77 MN und 1,973 MN festgestellt werden. Die Mittenausbiegung der Wand wuchs dabei von 2,535 mm (1,77 MN) auf 6,075 mm (1,973 MN) an und war nun 0,445 mm größer als die Ausbiegung des unteren Wandviertelpunktes.

Die Hauptdehnungen (vgl. Bilder A 318 und A 319) zeigen eine Zunahme der Hauptzugdehnungen in der oberen Wandhälfte an. Das bedeutet, daß der obere Wandbereich - nach dem Auftreten des vertikalen Risses - ein größeres Quertragvermögen als der untere Bereich aufweist. Dies läßt in diesem Bereich einen größeren Lastabtrag zu den unbelasteten Rändern vermuten.

Aufgrund der Abnahme der Querbiegesteifigkeit der Wandmitte und der damit verbundenen Reduzierung der Entlastung durch die unbelasteten Ränder, stellte sich ein neuer Lastabtrag ein. Wie die Reißbilder dieser Phase (Bild A 321) zeigen, wird ein Teil des unteren Wandviertels durch zwei, um ca. 10 cm voneinander versetzt verlaufende Risse geschwächt. Damit ist die Querbiegesteifigkeit dieses durch zwei Risse geschädigten Querschnitts empfindlicher gestört als im übrigen Wandbereich. Infolgedessen ist es denkbar, daß sich dieser Bereich einer weiteren Lastaufnahme entzog, und daß dadurch die Drillmomente der unteren Ecken mit zunehmender Belastung aktiviert wurden, um das Gleichgewicht weiterhin aufrechtzuerhalten.

In der dritten Belastungsstufe konnte die Wand noch weitere 0,521 MN Last tragen, was bezogen auf die Bruchlast von 2,494 MN einen Lastzuwachs von ca. 21 % bedeutet. Dieser ist im Vergleich zur Versuchswand W 14/2 geringfügig (6 %) größer, was vermutlich auf den Einfluß der Bewehrung zurückzuführen ist. Das Tragsystem in dieser Belastungsphase bestand aus einer 4-seitig gelagerten,

in der Mitte gerissenen, bereits einwellig verformten Wand, wobei die durch den Riß getrennten Teile zusätzlich zur Rißverzahnung durch das mittige Bewehrungsnetz zusammengehalten wurden. Es ist sehr wahrscheinlich, daß die Bewehrung zur Aufnahme von Zugkräften beigetragen hat. Zur Studie des Einflusses einer schwachen, mittigen Bewehrung auf das Trag- und Verformungsverhalten 4-seitig gelagerter Wände sind zusätzliche Versuche sowie Nachrechnungen erforderlich.

Besonders auffallend ist in den Linien gleicher Ausbiegung dieser Belastungsphase (vgl. Bild A 327) der Verlauf der Ausbiegungen in den vertikalen Schnitten. Im mittleren Drittel der Wandhöhe weisen die Kurven einen nahezu linearen Verlauf auf, was auf eine starke Reduzierung der Biegesteifigkeit in dieser Richtung schließen läßt. Wie den Ausbiegungs-Last-Diagrammen (vgl. Bilder A 331 und A 332) zu entnehmen ist, wachsen die Ausbiegungen zunächst gleichmäßig an. Mit zunehmender Last wird die Steigerung der Ausbiegung jedoch größer und in der Nähe der Bruchlast stellt sich schließlich eine überproportionale Zunahme der Ausbiegung ein.

In diesem Stadium wurden im wesentlichen die steifen Ecken infolge wachsender Drillmomente stark beansprucht, der Ausfall einer Ecke führte sofort zum Versagen der Wand. Bei dieser Wand trat der Bruch im unteren Bereich ein. Die Bilder 3.32 und 3.33 zeigen die Bruchfiguren von der Druck- und von der Zugseite.



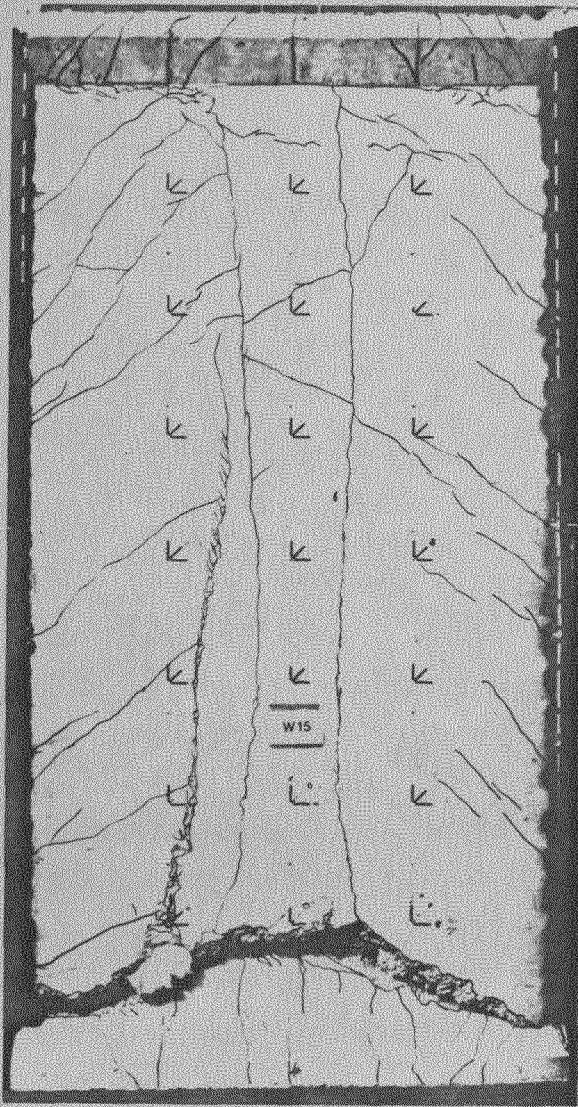


Bild 3.32:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 15  
Ansicht Druckseite

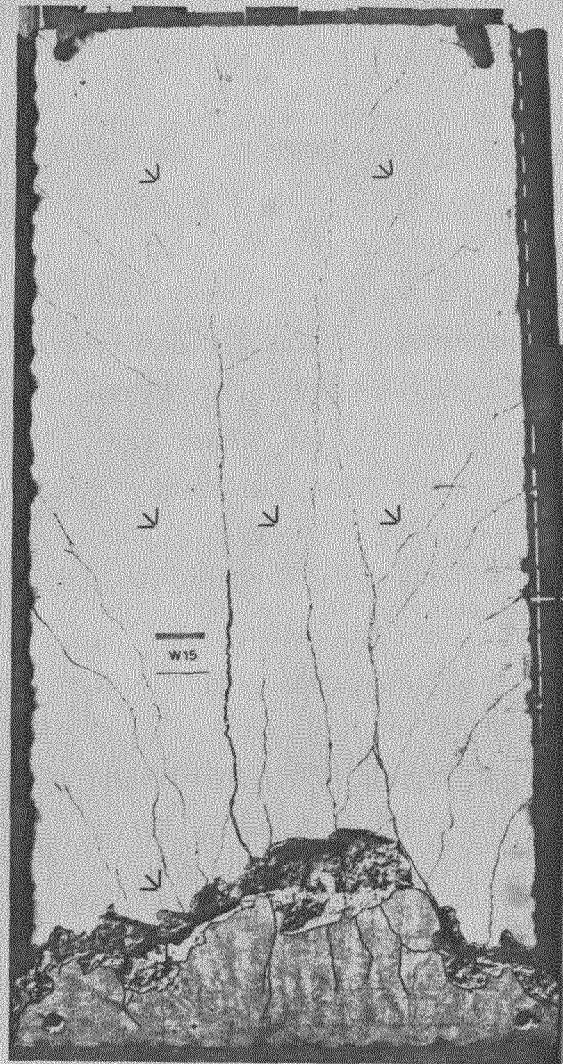


Bild 3.33:  
Risse und Bruchbild  
zu Wand W 15  
Ansicht Zugseite

#### 4. VERSUCHSERGEBNISSE

##### 4.1 Allgemeines

Der Einfluß der Parameter Schlankheit, Lastausmitte und Bewehrung auf das Trag- und Verformungsverhalten wurde an 15 drei bzw. vierseitig gelagerten Beton- und Stahlbetonwänden untersucht. Bei der Versuchsdurchführung wurde besonderen Wert auf die Einhaltung der Navierschen Randbedingungen gelegt. Durch die konstruktive Trennung der drei Teilbereiche "Versuchskörper - Versuchsstand - Lasteinleitung" und eine sorgfältige Vermessung der Geometrie gelang es, sowohl die Lagerung als auch die Lasteinleitung mit guter Genauigkeit zu definieren. Die Ausmitte der Normalkraft folgt dabei mit Ausnahme der Versuche Wand 1 und Wand 2 (konstanter Verlauf) einem parabolischen Verlauf. Das Aufbringen der Belastung erfolgte in regelmäßigen Laststufen. Am Ende einer jeden Belastungsstufe wurden die Dehnungen und die Ausbiegungen der Wand gemessen und zusätzlich die Rißentwicklung festgehalten. Die Versuchsergebnisse sollen nun noch einmal in kurzer, zusammenfassender Weise für die verschiedenen Wandtypen dargestellt werden. Eine statistische Absicherung dieser Aussagen ist jedoch infolge der geringen Anzahl der bisher durchgeführten Versuche nicht möglich.

In den Bildern 4.1 bis 4.3 sind die Ergebnisse der Wandversuche nach den jeweiligen Wandtypen geordnet in Abhängigkeit von der Schlankheit  $h/d$  aufgetragen. Die Darstellung mit den bezogenen Traglasten verdeutlicht dabei die Lage der einzelnen Wandversuche zueinander besonders gut. Zusätzlich sind in den Bildern Kurven für  $e/d=0,10$  und  $e/d=0,20$  enthalten, die aus theoretischen Überlegungen abgeleitet wurden. Diese basieren auf Grundlagen des in DAfStb Heft 220 dargestellten Verfahrens zur Bestimmung der bezogenen Normalkraft unbewehrter Rechteckquerschnitte in Abhängigkeit von Schlankheit und Lastausmitte.

##### 4.2 Quadratische, vierseitig gelenkig gelagerte Wände

Die vorliegenden Versuchsergebnisse deuten daraufhin, daß auch bei unbewehrten Wänden ein großes Quertragvermögen zu verzeichnen ist. Die vertikale Lagerung der Wände erhöht beim vorliegenden Seiten-



verhältnis  $h/b=1,0$  ihr Tragvermögen auf etwa das doppelte der 2-seitig gelagerten Wand.

Bereits eine geringe, symmetrisch angeordnete Bewehrung führt deutlich zu einer feineren Rißverteilung als sie bei unbewehrten Wänden gegeben ist. Die Hauptrisse durchqueren die Wandzugseite ausschließlich in vertikaler Richtung. Auch nach dem ersten Auftreten von breiten, vertikal über die ganze Wand verlaufenden Rissen ist bei allen geprüften Wänden eine weitere Laststeigerung um ca. 30 % bis zum Bruch möglich. Da dieser Lastbereich oberhalb der Bruchlast einer gleichartigen 2-seitig gelagerten Wand liegt, ist es offensichtlich möglich, daß trotz der Vertikalrisse noch große Lastanteile zu den vertikalen Lagern hin abgetragen werden.

Der Bruch tritt schlagartig in Form einer Bruchlinie auf. Bei weitgehend idealen Lagerungsbedingungen ähnelt der Verlauf der Bruchlinie den aus der Fließgelenktheorie bekannten Fließgelenklinien.

Das Tragverhalten mittig bewehrter Wände ist erstaunlich günstig. Die Rißbildung setzt erst bei ca. 80 % der Bruchlast ein. Von da an entwickelten sich wenige allerdings breite Risse. Die Bruchlast liegt auf dem gleichen Niveau wie bei den beidseitig bewehrten oder den unbewehrten Wänden. Auch bezüglich der Verformbarkeit unterscheiden sich diese Versuchskörper nicht nennenswert von vergleichbaren mit anderen Bewehrungsformen. Da sich die Vorteile dieser Bauweise aber erst bei geringen Wandstärken in der Praxis voll auswirken, weil nämlich die Konstruktion schlanker Bauteile auch in Ortbeton möglich wird ohne die Gefahr der Entmischung des Frischbetons während des Einbringens oder der mangelhaften Verdichtung, wäre zu prüfen, wie sich eine Wand mit der Dicke von 8 cm bei mittiger Bewehrung verhält. Möglicherweise wird nämlich durch die späte Rißbildung, die sich mit zunehmender Schlankheit noch verzögern wird, direkt der Bruch eingeleitet. Dieses Versagen ohne Vorankündigung würde einen erhöhten Sicherheitsbeiwert erfordern.

Mit einem zusätzlichen Versuch wurde das Tragverhalten und besonders das Tragvermögen bereits geschädigter, unbewehrter Wände untersucht. Zu diesem Zweck wurden zwei genau gleiche Versuchskörper hergestellt und geprüft, wobei der eine eine "planmäßige Beschädi-

gung" in Form von zwei vertikalen Rissen der Breite 0,3 mm im Abstand 0,5 m vom Mittelpunkt aufwies. Dieser Anordnung lag die Vermutung zu Grunde, daß durch diese Risse das Quertragvermögen und damit auch das Gesamttragvermögen deutlich reduziert wird. Das Ergebnis der beiden Versuche bestätigte diese Vermutung zwar im Grundsätzlichen, nicht jedoch in der Größenordnung. Der Traglastabfall infolge der vorgeprägten Risse betrug nur ca. 15 %; was jedoch deutlicher die erhaltenen Verhältnisse widerspiegelt, ist die Knicklänge. Der Knicklängenbeiwert  $\beta$  wuchs nämlich nur um ca. 10 % von 0,635 auf 0,70 und nicht auf 1,0, wie dies zu erwarten gewesen wäre, wenn sich die gerissene Wand so verhalten hätte wie 3 nebeneinandergestellte Stützen. Daraus kann man den Schluß ziehen, daß die unbewehrten Wände eine wesentlich geringere Empfindlichkeit gegenüber Zusatzbeanspruchungen und Systemstörungen aufweisen, als man ihnen gemein hin unterstellt.

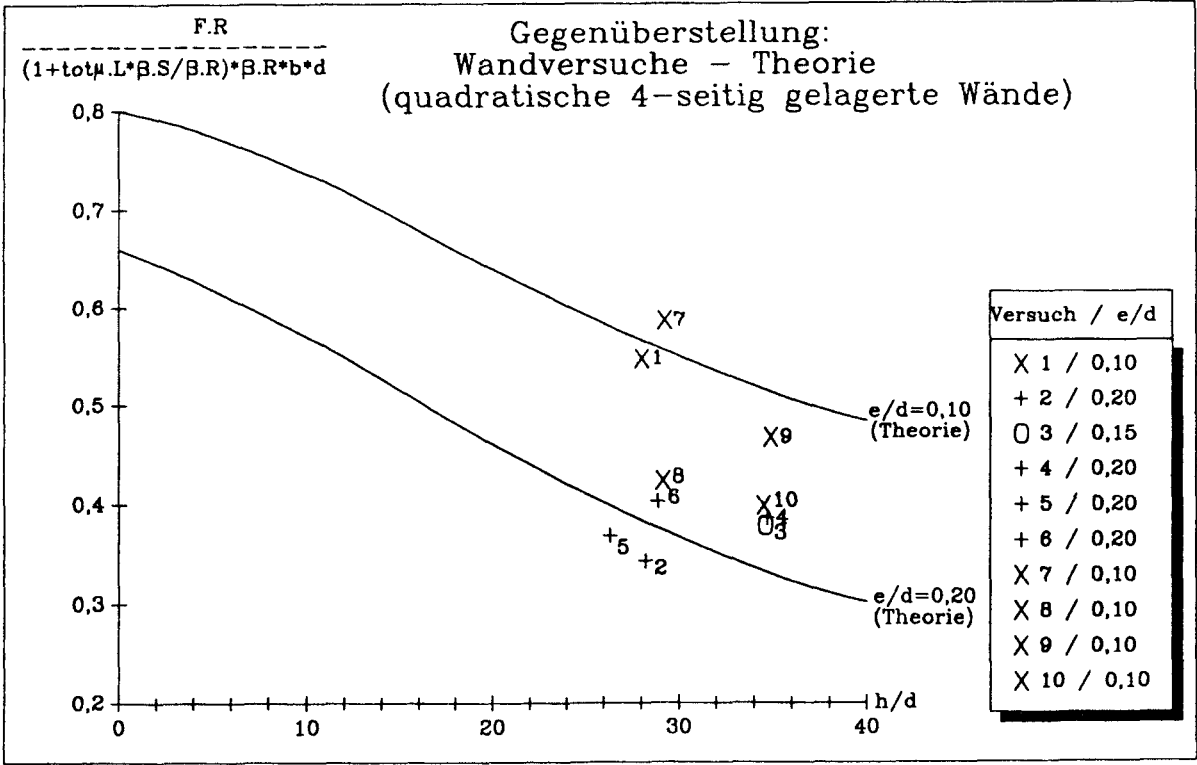


Bild 4.1: Bezogene Traglast von quadratischen 4-seitig gelagerten Versuchswänden und theoretische Kurven für die bezogenen Lastausmitten  $e/d=0,10$  und  $e/d=0,20$

#### 4.3 Rechteckige, vierseitig gelenkig gelagerte Wände

Aufschlußreiche Erkenntnisse konnten durch die beiden mit einem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  untersuchten, 4-seitig gelagerten Betonwände erzielt werden. Das wichtigste Ergebnis dieser Versuche sind neue Erkenntnisse über das mehrwellige Beulen dieser hohen Wände. Im folgenden werden alle wichtigen Resultate in einer kurzen Zusammenfassung wiedergegeben:

- Aufgrund der Lagerungsart, des Seitenverhältnisses und der Querbiegesteifigkeit der Wand wird eine Art "elastische Stützung" der Wandmitte hervorgerufen, wodurch eine mehrwellige Verformungsfigur mit einem Wellental in der Wandmitte und zwei Wellenbergen in den Viertelpunkten der Wandhöhe entsteht (vgl. auch Bilder A 285, A 286, A 297 bis A 301 und A 323 bis A 327 des Anhanges A). Das Wellental in der Wandmitte läßt die Vermutung zu, daß eine "Zentrierung der Last" in diesem Punkt die zweiwellige Beulfigur verursacht. Diese stellt sich bereits mit Beginn der Belastung ein und wird zunächst mit zunehmender Belastung deutlicher. Kleine Lastausmitten verstärken diesen Effekt.
- Mit Abnahme der Querbiegesteifigkeit bei steigender Last nimmt auch die entlastende Wirkung der "elastischen Stützung" für die Wandmitte ab. Dadurch wächst die Ausbiegung des Wellentals im Vergleich zu den Wellenbergen stärker an. Bis zur Grenze der Querbiegesteifigkeit bleibt der wesentliche Bereich der Wand im ungerissenen Zustand I und die Mehrwelligkeit der Verformungsfigur ebenfalls erkennbar.
- Durch das Überschreiten der Biegezugfestigkeit des Betons infolge des Querbiegemoments entsteht im Bereich des Wellenbergs ein mittig verlaufender, vertikaler Riß, der sich zum Lasteinleitungsbereich und zur Wandmitte hin fortpflanzt. Dieser vertikale Riß durchquert bei weiteren geringen Laststeigerungen die ganze Wandhöhe. Im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten der Wand kommt diesem vertikalen Riß eine zentrale Bedeutung zu. Hierdurch wird die Lastabtragung zu den vertikalen Rändern stark reduziert, so daß eine Änderung des Lastabtrags eintritt.
- Während bis zum Entstehen des vertikalen Risses die Last, wie bei zweiachsig gespannten Platten durch Längs- und Querbiegung abgetragen wird, fällt nach dem Riß das Quertragvermögen fast völlig aus. Die Folge ist eine starke Zunahme der Mittenausbiegung der Wand und das schnelle Anwachsen des Einflusses der Theorie 2. Ordnung.
- Der schlagartige Verlust der Querbiegesteifigkeit der Wand infolge des vertikalen Risses führt zu einer Störung des Gleichgewichts. Als Folge wechselt die mehrwellige Verformungsfigur schlagartig in eine einwellige Verformungsfigur über. Dieser Effekt ist bisher in der Fachliteratur nicht behandelt worden. Rechnerische Untersuchungen von Bergmann, Mehlhorn und Schäfer /BMS84/ zeigen diesen Systemwechsel nicht auf, herrührend das die dort durchgeführten Rechnungen an einem Viertelsystem das Tragverhalten nicht treffend wiedergeben können.
- Nach der Bildung der einwelligen Verformungsfigur der Wand ist noch eine weitere Laststeigerung möglich. Die nicht mehr vor-

handene Stützung des Mittelbereichs muß von anderen, systembedingten Reserven übernommen werden. Das so entstandene neue Tragsystem kommt zwei 3-seitig gelagerten Betonwänden gleich, bei denen die Rißufer quasi den freien Rand bilden und die sich gegenseitig durch Verzahnung unterstützen. Sie weisen jedoch ein Seitenverhältnis von  $h/b=4,0$  auf. Hier leisten die steifen Wandecken einen wesentlichen Beitrag zur weiteren Lastaufnahme.

- In den überkritischen Lastbereichen, nach dem Übergang der mehrwelligen in die einwellige Verformungsfigur bis zum Versagen der Wand, führt die Aktivierung der oberen bzw. unteren Wandecken zu einer starken Zunahme der Drillmomente. Ein lokales Versagen dieser Bereiche leitet schließlich den Bruch ein. Dabei versucht die Wand die in ihr gespeicherte Energie an die vertikal gelagerten Ränder abzugeben, was nur durch schräge Druckstreben erfolgen kann. Die zu diesen Druckstrebenanspannungen gehörenden orthogonalen Spaltzugspannungen führen zu dem charakteristischen Rißbild (vgl. Bilder A 296 und A 322 im Anhang A sowie Bilder 3.30 bis 3.33 des Abschnittes 3.4).

Bezüglich des Einflusses der untersuchten Parameter Lastexzentrität und Bewehrung auf das Trag- und Verformungsverhalten haben die experimentellen Untersuchungen zu folgenden Ergebnissen geführt:

1. Mit zunehmender, bezogener Lastausmitte nimmt die Ausprägung der Mehrwelligkeit der Verformungsfigur ab und schon bei niedrigeren Lasten führt sie zu dem das Tragverhalten entscheidend beeinflussenden, mittigen, vertikalen Riß.
2. Eine schwache, mittige Bewehrung steigert die Traglast nur insofern, daß dadurch die Querbiegesteifigkeit geringfügig erhöht und eine etwas größere Lastabtragung zu den vertikalen Rändern ermöglicht wird. Da jedoch ein lokales Versagen der Wandeckbereiche das Gesamtversagen der Wand einleitet, kann eine Steigerung dieser orthogonalen Bewehrung nicht zu einer beliebig hohen Vergrößerung der Traglast führen.

Aus den experimentell ermittelten Erkenntnissen lassen sich im Hinblick auf die Berechnung und Bemessung sowie die Sicherheit derartiger Bauelemente folgende Schlußfolgerungen ziehen:

- Aufgrund des Zusammenhangs zwischen der Mehrwelligkeit der Verformungsfigur und der Querbiegesteifigkeit ist das Einlegen von verstärkter Querbewehrung zu empfehlen. Auch nach dem Durchschlagen dürfte diese Querbewehrung einen positiven Einfluß auf das Trag- und Verformungsverhalten haben.
- Zur Steigerung der Drillsteifigkeit der Wandecken sollten Eckzulagen wie bei den Platten eingelegt werden, da ein lokales Versagen einer Wandecke zum Kollaps des Gesamtsystems führt.

Aus Bild 4.2 ist zu entnehmen, daß die Versuchswände W 14 und W 15 trotz unterschiedlichen Bewehrungsgehalten und unterschiedlichen Lastausmitten annähernd die gleiche bezogene Traglast aufweisen.

Wand W 14 enthielt bis auf eine konstruktive Randbewehrung keine weitere Bewehrung, die bezogene Lastausmitte betrug  $e/d=0,20$ . Wand W 15 hingegen war auch im Feld mittig bewehrt und wurde mit einer bezogenen Lastausmitte  $e/d=0,10$  belastet.

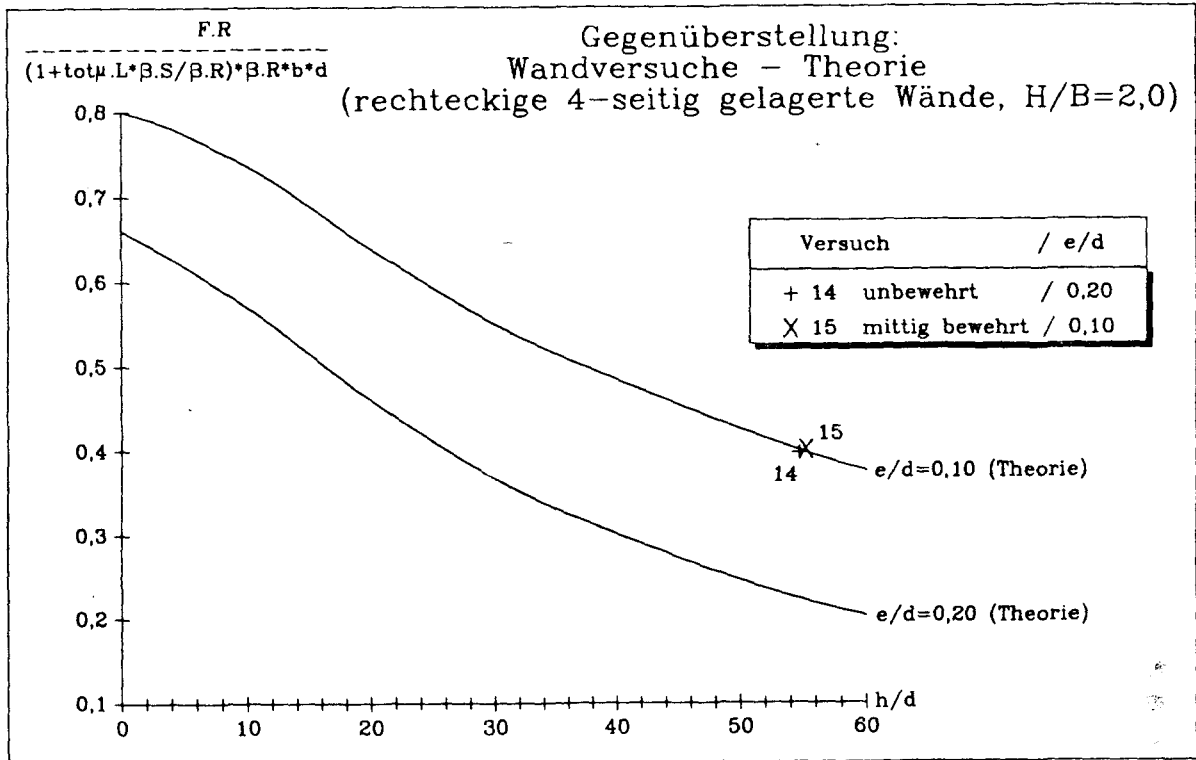


Bild 4.2: Bezogene Traglast von rechteckigen 4-seitig gelagerten Versuchswänden und theoretische Kurven für die bezogenen Lastausmitten  $e/d=0,10$  und  $e/d=0,20$

#### 4.4 Quadratische, dreiseitig gelenkig gelagerte Wände

Die mit den experimentellen Untersuchungen erzielten Erkenntnisse im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten exzentrisch belasteter 3-seitig gelagerter Betonwände lassen sich wie folgt zusammenfassen:

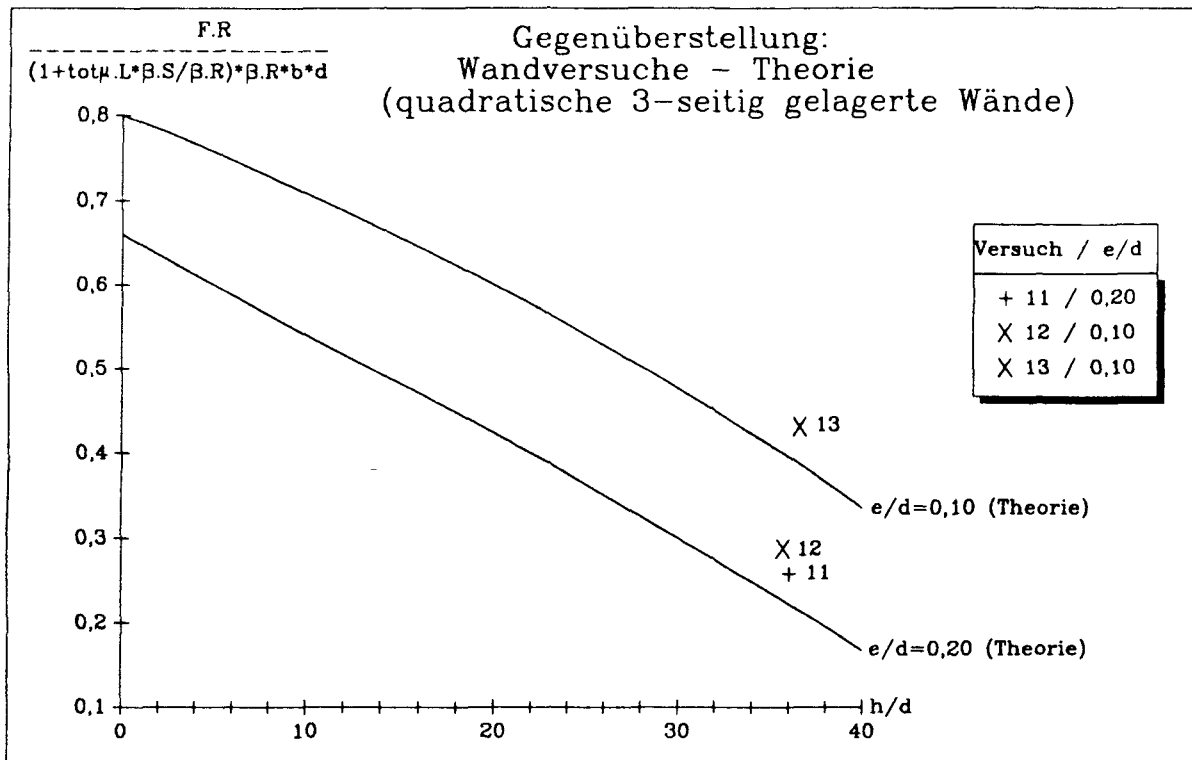
- Die untersuchten Wände weisen ein relativ günstiges Trag- und Verformungsverhalten auf. Die Traglasten werden in den zur Zeit geltenden Bemessungsverfahren nach DIN 1045 Abschnitt 25.5 unterschätzt. Sie liegen aber deutlich unter denen der 4-seitig gelagerten Wände.
- Das günstige Trag- und Verformungsverhalten liegt darin begründet, daß quadratische Wände trotz 3-seitiger Lagerung ein hohes Quertragvermögen aufweisen, dem vermutlich bei den bisherigen Bemessungsverfahren zu wenig Bedeutung beigemessen wurde. Wie bei den 4-seitig gelagerten Wänden werden auch bei

dieser Lagerungsart die Wandlasten nicht nur über Längsbiegung mit Achsdruck getragen, sondern sie können zu einem gewissen Teil infolge der Plattenwirkung der Wand auch dem vertikal gelagerten Rand zugeleitet werden.

- Die Traglasten werden bei dieser Lagerung durch die Drillsteifigkeit der gehaltenen Ecken ebenfalls günstig beeinflusst.
- Ein laststeigernder Einfluß der für die Versuche gewählten schwachen, mittigen Bewehrung wurde nicht verzeichnet. Die schwache Bewehrung führt allerdings zu einer Vergrößerung der Verformbarkeit.
- Der Einfluß der Lastexzentrizität ist jedoch von großer Bedeutung. Eine größere Lastausmitte führt bereits bei kleinen Lasten zu großen Wandausbiegungen, wodurch der Einfluß der Theorie 2. Ordnung mit zunehmender Last schneller zum Tragen kommt.
- Im Bereich kritischer Lasten findet eine Änderung des Lastabtrags statt, in der die Wandecken aufgrund ihrer Drillsteifigkeit als letzte Tragreserven mobilisiert werden. Die Ecken zeichnen sich somit auch als besonders gefährdete Zonen aus.
- Wurde bei den 4-seitig gelagerten Wänden der Brucheintritt frühzeitig durch Risse vorangekündigt, so ergab sich bei den untersuchten, unbewehrten oder schwach bewehrten, 3-seitig gelagerten Wänden ein Bruch ohne Vorankündigung (Stabilitätsversagen). Die Reißlast, die gleichbedeutend mit der Bruchlast ist, führt in den gehaltenen Ecken zu Spannungskonzentrationen und vermutlich zum ersten Riß, der sofort das Versagen der Wand einleitet. Die Bruchlinie ist bis zur Wandmitte fast unter 45° geneigt, dann setzt sie sich horizontal zum freien Rand hin fort. Die Form der Bruchlinie entspricht also der einer 3-seitig gelenkig gelagerten Platte.

Die durch die drei Versuche gewonnenen Erkenntnisse lassen in Bezug auf das Tragverhalten der 3-seitig gelagerten Betonwände folgende Schlußfolgerungen zu:

1. Aufgrund dessen, daß der Bruch ohne jegliche Vorankündigung sofort bei der Rißbildung eintritt, muß bei der Bemessung derartig gelagerter Betonwände in der Praxis ein ausreichendes Sicherheitsmaß eingehalten werden.
2. Geometrische und stoffbedingte Imperfektionen spielen bei nur kleinen Lastausmitten eine große Rolle. Die Art und Weise, wie diese Imperfektionen zu berücksichtigen sind, muß rechnerisch gefunden werden. Die hier angegebenen Werte können zur Überprüfung dienen.
3. Durch das Einlegen einer verstärkten Bewehrung entlang des Randes und durch Anordnung einer verstärkten Querbewehrung dürfte vor allem das Verformungsverhalten günstig beeinflusst werden. Die Anordnung einer Drillbewehrung in den gehaltenen Ecken, wie bei den drillsteifen Platten, könnte eine traglaststeigernde Wirkung haben, da dadurch das Versagen der Wand infolge des Verlustes der Drillsteifigkeit in den Wandecken verzögert wird.



**Bild 4.3:** Bezogene Traglast von quadratischen 3-seitig gelagerten Versuchswänden und theoretische Kurven für die bezogenen Lastausmitten  $e/d=0,10$  und  $e/d=0,20$

## 5. RECHNERISCHE UNTERSUCHUNGEN

### 5.1 Randbedingungen

#### 5.1.1 Rechenprogramm FIPSE

Alle Rechnungen wurden mit dem Finiten Element Programm FIPSE (ein Anagramm für Finites Platten-Scheiben-Element) durchgeführt, welches von Kiel /Kie87/ für die nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke unter Einschluß von Brandbeanspruchung entwickelt wurde.

FIPSE basiert auf einem viereckigen Finiten Platten-Scheiben-Element mit 4 Knotenpunkten. An jedem dieser Knoten werden die unbekannten Weggrößen  $u$ ,  $v$ ,  $w$ ,  $dw/dx$ ,  $dw/dy$  und  $d^2w/(dxdy)$  angesetzt und nach dem Weggrößenverfahren bestimmt. Zur Interpolation über das Element wird als Ansatzfunktion für die Weggröße  $w$  ein algebraisches Polynom 3. Grades, für die Weggrößen  $u$  und  $v$  je ein Polynom 1. Grades angesetzt.

$$\begin{aligned}u(x,y) &= u_0 + u_1*x + u_2*y + u_3*x*y \\v(x,y) &= v_0 + v_1*x + v_2*y + v_3*x*y \\w(x,y) &= w_0 + w_1*x + w_2*x^2 + w_3*x^3 + w_4*y + w_5*x*y \\&\quad + w_6*x^2*y + w_7*x^3*y + w_8*y^2 + w_9*x*y^2 \\&\quad + w_{10}*(x*y)^2 + w_{11}*x^3*y^2 + w_{12}*y^3 \\&\quad + w_{13}*x*y^3 + w_{14}*x^2*y^3 + w_{15}*x^3*y^3\end{aligned}$$

Die Verzerrungen  $u_i$  und  $v_i$  werden durch den vollständigen Green-Lagrangeschen Verzerrungstensor beschrieben, während bei den Krümmungen lediglich die linearen Anteile berücksichtigt werden. Die Abbildung der Elemente im Ebenen erfolgt isoparametrisch. Eine nichtlineare Anfederung der Elemente an den Knotenpunkten ist möglich.

Neben einem isotropen, elastischen Werkstoffgesetz enthält FIPSE Stoffgesetze für Beton und Betonstahl. Alle Werkstoffgesetze gestatten die Berücksichtigung des Temperatureinflusses.

Das Betongesetz ist orthotrop formuliert, das heißt, das Verhältnis der Hauptspannungen  $\sigma_1/\sigma_2$  ist unabhängig vom Verhältnis der



Hauptdehnungen  $\varepsilon_1/\varepsilon_2$ . Die biaxiale Betonfestigkeit sowie die zugehörigen Dehnungen orientieren sich an den von Kupfer gefundenen Versuchswerten. Kupfers Versuche sind kraftgesteuert gefahren worden, es fehlen daher Aussagen über den abfallenden Ast der Spannungsdehnungsbeziehung.

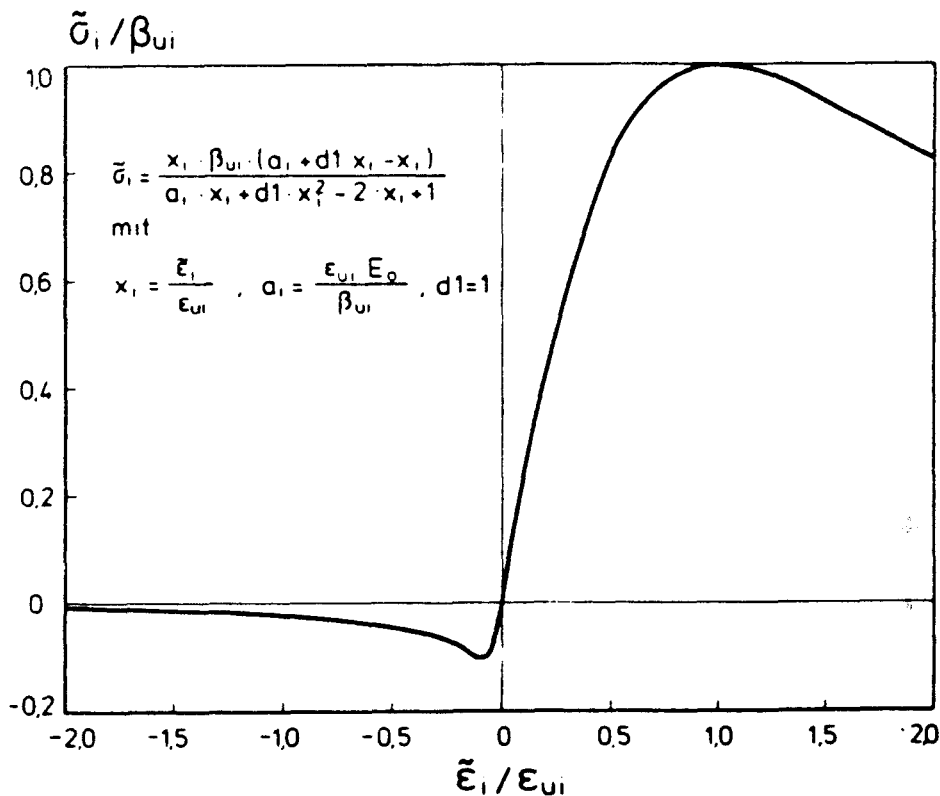


Bild 5.1: Betonarbeitslinie von FIPSE (Bild 4.0 aus /Kie87/)

Die in FIPSE implementierten Stahlarbeitslinien sind auf der Grundlage von Warmkriechversuchen hergeleitet worden. Die Auswertung dieser Versuche und die Aufstellung der temperaturabhängigen Materialkenngrößen stammen von Richter und sind in /Ric86/ beschrieben. Die nichtlineare Arbeitslinie ist bereichsweise definiert. An diesen Bereichsgrenzen treten keine Sprünge und keine Knicke auf. Damit ist die Hauptforderung der Stetigkeit zur Sicherung der Konvergenz des FE-Verfahrens erfüllt.

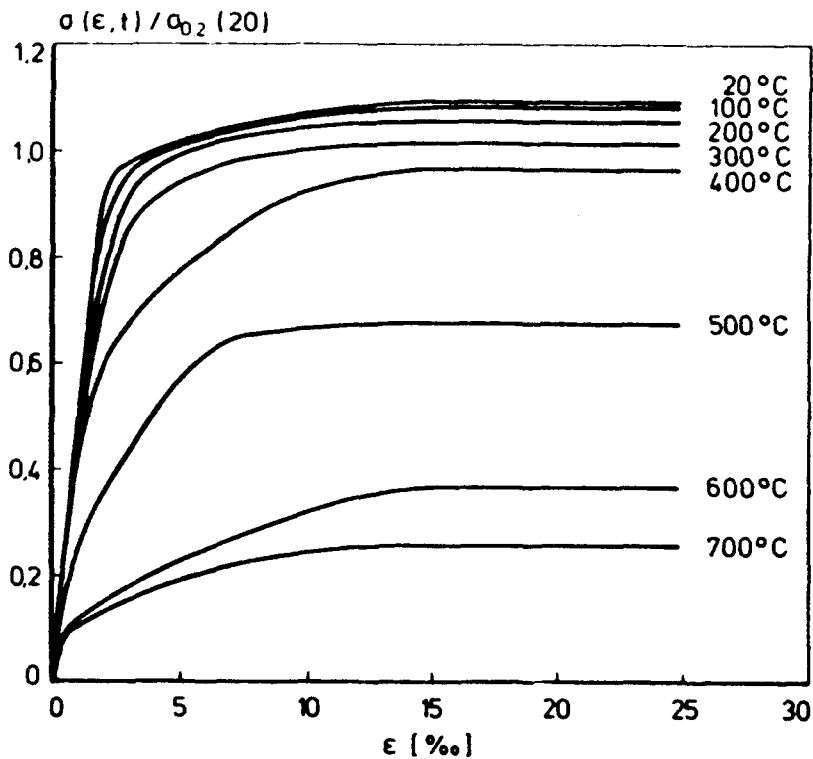


Bild 5.2: Stahlarbeitslinien von FIPSE (Bild 4.8 aus /Kie87/)

Entgegen den meisten vergleichbaren FEM-Programmen wurde kein Schichtenmodell gewählt, sondern es erfolgt eine Diskretisierung normal zur Plattenebene, wobei die Integration nach Gauß-Legendre erfolgt. Bei der Lösung des nichtlinearen Gleichungssystems wird das Verfahren der tangentiellen Steifigkeiten zugrunde gelegt. Der damit verbundene Neuaufbau der Systemmatrix in jedem Iterationsschritt bildet die Grundlage für die begleitende Eigenwertanalyse. Sie gestattet jederzeit zutreffende Aussagen zur Systemstabilität. Als Option kann natürlich auch mit großen Verformungen gerechnet werden, was vor allem bei der Berechnung hoher, schlanker Wände wichtig ist. Die Konvergenz ist i.a. schon bei geringer Elementzahl sehr gut. FIPSE verfügt über keine Abbruchskriterien, wie beispielsweise die Einhaltung von Grenzdehnungen oder zulässige Ausbiegungsgeschwindigkeiten. Die Festlegung des Versagenspunktes wird dadurch in jedem Einzelfall dem Benutzer überlassen. Durch die eingebauten quasiviskosen Dämpfer ist es möglich, auch im Bereich von Instabilitäten noch zuverlässig mögliche Gleichgewichtszustände zu finden, was besonders beim Problem des Durchschlagens

bei den hohen Wänden zum Tragen kommt.

Eine Rechnung von Wänden unter strenger Berücksichtigung der Werkstoffgesetze nach DIN 1045 ist also nicht möglich. Dabei ist in erster Linie zu erwähnen, daß eine in DIN 1045 geforderte Ausschließung der Mitwirkung des Betons in der Zugzone nicht erfüllt werden kann. Testrechnungen zeigten, daß mindestens eine Zugdehnung  $\epsilon_{bz}=0,05*\epsilon_{bs}$  eingehalten werden muß, damit eine Konvergenz sichergestellt wird.

Als Ausgabe erhält man für jeden Knotenpunkt die Verformungen sowie die Differenzschnittgrößen (Summe der Knotenschnittgrößen der anschließenden Elemente). Im Falle einer Lagerung erhält man die korrespondierenden Schnittgrößen. Risse und Rißrichtungen können von FIPSE aufgrund des zugrundegelegten Rechenmodells nicht ermittelt werden. Dafür kann man sich die Verzerrungen und Steifigkeiten aller Integrationspunkte ausgeben lassen, allerdings ergeben sich so riesige Datenmengen, da bei den von uns gewählten Stützstellen je Element  $3 * 3 * 7 = 63$  Integrationspunkte für den Beton und  $3 * 3 * 1 = 9$  Integrationspunkte je Bewehrungslage auftreten.

Die Interpretation "merkwürdiger" Ergebnisse erfordert somit einen sehr hohen Aufwand, der im Kostenrahmen dieses Forschungsvorhabens nicht geleistet werden konnte.

### 5.1.2 Rechenanlage

Zum Zeitpunkt der Antragstellung wurde davon ausgegangen, daß alle Rechnungen (Nachrechnung der 15 Versuche sowie Ermittlung von 255 Traglasten mittels Serienrechnung) auf der Hochschulrechenanlage der TU Braunschweig durchgeführt werden. Aufgrund des drastischen Anwachsens des Bedarfs an Rechenleistung ohne die notwendige Erweiterung der Rechenanlage kam es zu starken Beschränkungen für die Benutzer. Eine Ausweichmöglichkeit im Bereich der Universität war nicht vorhanden. Erst mit der Installation des CA-Pools der Fachbereiche 4 und 5 der TU Braunschweig durch den niedersächsischen Minister für Wissenschaft und Kunst konnte ab Herbst 1988 auf eine leistungsfähige Workstation zurückgegriffen werden. Nach der Installierung des FEM-Programms FIPSE wurde mit den Nachrechnungen der durchgeführten Versuche begonnen. Auf der Work-



tableren Ergebnissen. Als Konsequenz wurde das System geändert:

(SYMMETRIE)

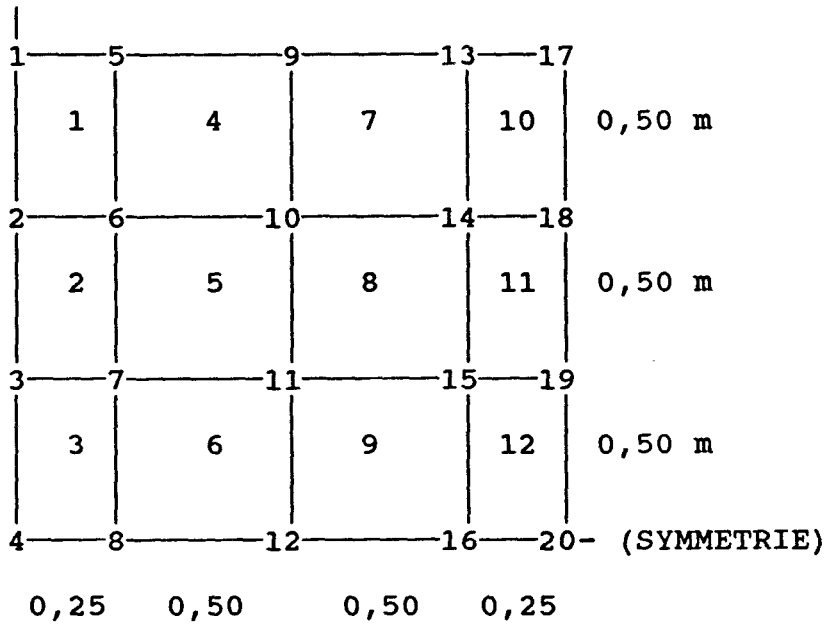


Bild 5.4: Diskretisierung mit 20 Knoten

bzw. zur Kontrolle der Diskretisierung:

(SYMMETRIE)

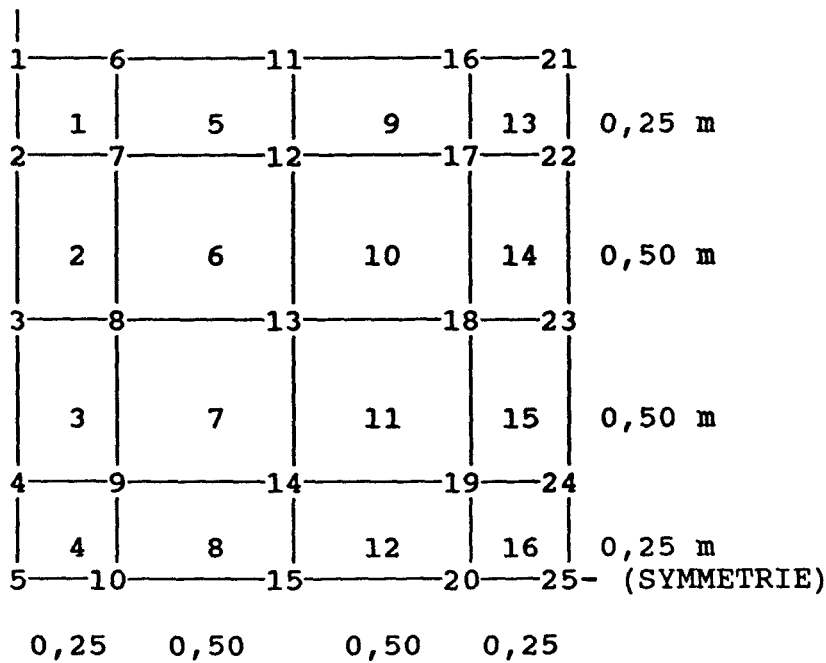


Bild 5.5: Diskretisierung mit 25 Knoten

Bei den 3-seitig gelagerten Wänden ist nur eine Symmetrieachse vorhanden, so daß folgendes System gewählt wurde:

(SYMMETRIE)

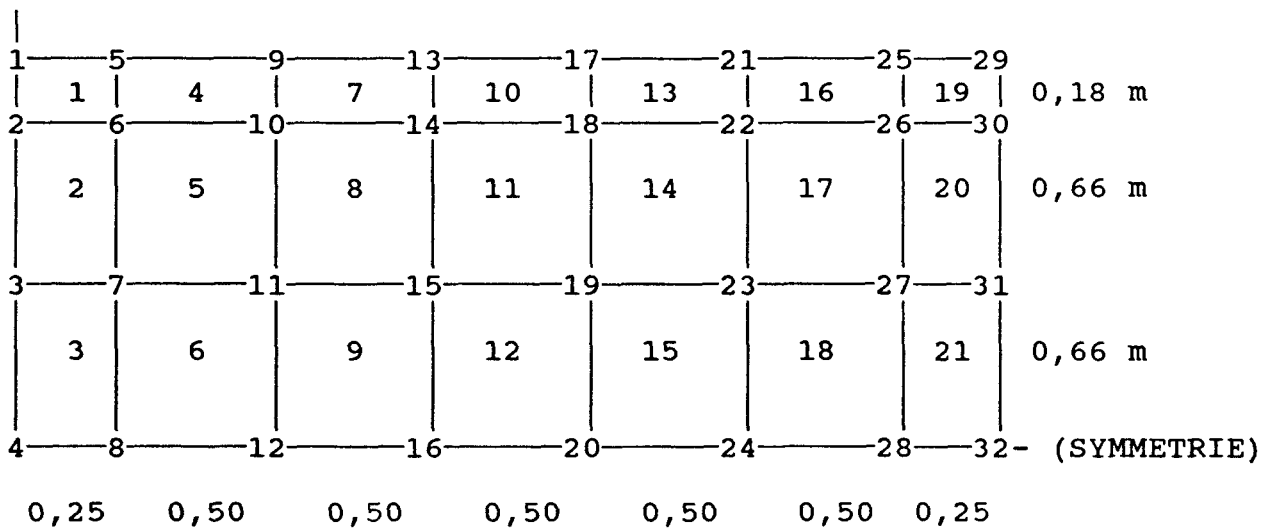


Bild 5.6: Diskretisierung mit 32 Knoten

### 5.2.2 Grundlagen der Nachrechnungen

Die den Nachrechnungen zugrundegelegten Parameter sind im Anhang B zusammen mit der Traglast und den Last-Verformungs-Kurven aufgeführt. In der "Standardrechnung" wurden die an Nebenkörpern ermittelten E-Moduli und Prismenfestigkeiten des Betons berücksichtigt. Die Scheiteldehnung  $\epsilon_{bs}$  wurde konstant auf 2,4 mm/m gesetzt, die Betonzugdehnung auf  $0,1 \cdot \epsilon_{bs}$ . Für die Bewehrung wurden die DIN-Werte für BSt 500M bzw. BSt 420S eingesetzt, da nur wenige Festigkeitswerte vorlagen.

Wie schon oben erwähnt, wurde in den Standardrechnungen auf die Konsolausbildung der belasteten Ränder verzichtet. Weiterhin wurde auf eine Anordnung der Randbewehrung verzichtet.

In weiteren Rechnungen wurden Variationen der Festigkeiten bzw. Dehnungen vorgenommen, um Erklärungen für ein unterschiedliches Trag- und Verformungsverhalten gegenüber den Versuchsergebnissen zu erforschen. Weiterhin wurden in einigen Rechnungen die Konsole und die Randbewehrung berücksichtigt.

### 5.2.3 Ergebnisse der Nachrechnungen

Anhang B enthält die Last-Verformungskurven der 15 Versuche sowie der Nachrechnungen. Zusätzlich sind für die Wände der Stufen 1 und

2 vergleichshalber noch Ergebnisse der Nachrechnungen von Bergmann, Mehlhorn und Schäfer /BMS84/ eingetragen.

Sieht man von der Ausnahme Wand 11 ab, zeigen die Standard-Nachrechnungen (mit Anhängsel -1 versehen) bezüglich des Ausbiegungsverlaufs nur schlechte Übereinstimmungen. Einzig Wand 11 bildet hier eine Ausnahme.

Betrachtet man den Ursprung der Last-Verformungskurve stellt man fest, daß die meisten Nachrechnungen die gleiche Ursprungssteifigkeit aufweisen wie die Versuche. Es erscheint also möglich, daß Steifigkeitsminderungen aufgrund der nichtlinearen Verformungseigenschaften des Betons und Rißbildungen von den in FIPSE implementierten Werkstoffgesetzen nicht hinreichend wirklichkeitsnah wiedergegeben werden. Dies mag zum einen an einer relativ großen Streuung der Werkstoffparameter liegen, die in die Nachrechnungen Eingang fanden, zum anderen an Ungleichmäßigkeiten der Versuchswände, deren Herstellung in betontechnologischer Hinsicht als sehr heikel zu betrachten ist.

Vergleicht man die im Versuch und in der Rechnung ermittelten Traglasten, fällt das Ergebnis naturgemäß günstiger aus. Von wenigen Ausnahmen abgesehen liegt die Traglast der Standardrechnungen dicht an der experimentellen Traglast.

Wand	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 1	4,20	4,43	0,948
W 2	3,18	2,92	1,087
W 3	2,50	2,50	1,000
W 4	1,60	2,00	0,800
W 5	2,70	3,40	0,794
W 6	2,24	2,29	0,978
W 7	3,45	3,48	0,991
W 8	2,55	2,13	1,197
W 9	2,90	3,13	0,927
W 10	3,15	3,01	1,047

4-seitig gelagert,  $h/b=1,0$

Mittelwert = 0,977

Standardabweichung = 0,122

Wand	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 11	1,45	1,53	0,948
W 12	3,60	2,84	1,268
W 13	2,55	2,96	0,861

3-seitig gelagert,  $h/b=1,0$

Mittelwert = 1,026

Standardabweichung = 0,214

Wand	$F_T$ [MN]	$F_u$ [MN]	$F_T/F_u$
W 14	1,55	2,56	0,605
W 15	1,45	2,49	0,582

4-seitig gelagert,  $h/b=2,0$

Mittelwert = 0,594

Standardabweichung = 0,016

**Tabelle 5.1:** Gegenüberstellung der Traglasten aus Standardrechnung und Versuch

Um die schlechte Übereinstimmung der Last-Verformungskurve zu untersuchen, wurden eine Vielzahl weiterer Rechnungen unter Variation verschiedener Parameter durchgeführt. In den Abbildungen sind eine Auswahl dieser Rechnungen (mit den Anhängseln -2, -3 etc. markiert) eingetragen. Bei einigen Wänden konnte auf diese Weise eine akzeptable Übereinstimmung zwischen Versuch und Rechnung erreicht werden.

Bei Wand 1 ist quasi kein Einfluß der Rißbildung zu erkennen. Erst nahe der rechnerischen Traglast zeigt das Ausbiegungsverhalten nichtlineare Züge (R 1-1). Ein Unterschied zwischen der Rechnung am halben System (R 1-3) und der Rechnung am Viertelsystem (R 1-1) ist zwar vorhanden, der Einfluß ist jedoch vernachlässigbar gering. Insgesamt kann nur die gute Übereinstimmung der Traglast mit der Versuchslast überzeugen.

Wand 2 zeigt nur bei Verminderung der Biegezugfestigkeit ein akzeptableres Ausbiegungsverhalten (R 2-2). Eine Reduzierung von E-Modul und Prismenfestigkeit zeigt nur geringe Ausbiegungszu-



wächse, aber eine deutlich kleinere Traglast (R 2-3).

Wand 3 zeigt nahe der Traglast ein rasches Anwachsen der Ausbiegungen (R 3-1). Eine Verringerung der Biegezugfestigkeit zeigt wie bei Wand 2 ein akzeptables Ausbiegungsverhalten (R 3-2).

Ein gutes Ergebnis für Wand 4 zeigt Rechnung R 4-3. Es wurde die Randbewehrung berücksichtigt und der E-Modul des Betons auf 70 % reduziert. Die Standardrechnung (R 4-1) kann hingegen nicht überzeugen.

Bei Wand 5 zeigt die Standardrechnung nahezu lineare Ausbiegungszuwächse (R 5-1). Die Berücksichtigung der Randbewehrung und die Verminderung der Prismenfestigkeit auf 80 % zeigte eine Verbesserung, aber insgesamt schlechte Übereinstimmung mit dem Versuch (R 5-3). Die berücksichtigte Konsole ergibt trotz verminderter Zugfestigkeit eine höhere Traglast (R 5-4).

Rechnung R 6-3, bei der die Randbewehrung berücksichtigt wurde, aber die Festigkeitswerte auf 80 % vermindert wurden, stimmt sehr gut mit der Versuchskurve überein. Aber auch die Standardrechnung zeigt akzeptable Übereinstimmung (R 6-1).

Anders sieht es da bei Wand 7 aus. Hier ist wieder das fast lineare Anwachsen der Ausbiegungen festzustellen.

Die im Versuch gemessene Traglast wird bei Wand 8 deutlich überschritten. Erst eine Reduzierung des E-Moduls und der Biegezugfestigkeit führten zu einer besseren Annäherung (R 8-2).

Auch Wand 9 zeigt das sehr steife Verhalten. Die Berücksichtigung der Randbewehrung bei gleichzeitiger Verminderung der Festigkeiten zeigten hier keinen Erfolg (R 9-2).

Ganz anders die Situation bei der fast identischen Wand 10. Hier konnte die Berücksichtigung der Randbewehrung zusammen mit der Reduzierung der Festigkeiten eine gute Übereinstimmung mit dem im Versuch festgestellten Verhalten bringen.

Wand 11 bildet die Ausnahme der Nachrechnungen. Hier zeigte gleich die Standardrechnung eine ausgezeichnete Übereinstimmung der Last-Verformungskurven.

Wand 12 zeigt schon mit der Standardrechnung eine ansprechende Last-Verformungskurve. Die Berücksichtigung der Randbewehrung zusammen mit einer drastischen Reduzierung der Biegezugfestigkeit führten zu weiteren Verbesserungen (R 12-2).

Auch die letzte der 3-seitig gelagerten Wände zeigt tendenziell das im Versuch festgestellte Ausbiegungsverhalten. Die Erhöhung der Biegezugbewehrung zeigt dann eine ausgezeichnete Übereinstimmung zum Versuch (R 13-2). Die Berücksichtigung der Randbewehrung zusammen mit der Reduzierung der Biegezugfestigkeit versteift die Wand, führt aber zu einer sehr guten Übereinstimmung der Traglast.

Bei den 4-seitig gelagerten Wänden mit dem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  stand die Erfassung des Durchschlagens der zweiwelligen Ausbiegungsfigur in eine einwellige Ausbiegungsfigur im Vordergrund. Wie die Kurven R 14-4, R 14-5, R 15-3 und R 15-4 zeigen, ist nach Berücksichtigung der Randbewehrung (R 14-4 und R 15-3) und zusätzlich der Konsolen (R 14-5 und R 15-4) dieser Effekt rechnerisch zu erfassen. Die Standardrechnungen zeigten hingegen ein lineares Anwachsen der Ausbiegungen und deutlich zu kleine Traglasten (R 14-1 und R 15-1). Manipulationen der Werkstoffparameter zeigten nur geringe Verbesserungen.

Für die einzelnen Nachrechnungen sind die lastabhängigen Verformungsfiguren der Wände W 14/2 und W 15 in den Bildern B 12 bis B 16 im Anhang B wiedergegeben. Aus den Darstellungen der Nachrechnungen R 14-4, R 14-5, R 15-3 und R 15-4 ist das Durchschlagen der zweiwelligen in eine einwellige Verformungsfigur deutlich zu entnehmen. Die restlichen Nachrechnungen können dieses Durchschlagen nicht bestätigen.

### 5.3 Diskussion der Ergebnisse der Nachrechnungen

#### 5.3.1 Wertung der Ergebnisse in Hinblick auf die Serienrechnungen

Es ist unschwer zu erkennen, daß bei den Standardrechnungen (Anhängsel -1) das Ausbiegungsverhalten nur unzureichend wiedergegeben wird. Trotzdem wurden die Traglasten sehr zufriedenstellend ermittelt. Auch bei den beiden hohen Wänden (W 14 und W 15) konnte

nach Berücksichtigung der Konsolen und der Randbewehrung eine gute Übereinstimmung zwischen rechnerischer und experimenteller Traglast erzielt werden.

Da mit den Serienrechnungen die Grundlagen für ein Näherungsverfahren geschaffen werden sollen, das sich auf die Traglast der Wände stützt, kann das Rechenprogramm FIPSE trotz der Schwächen bei der Erfassung des Ausbiegungsverhaltens uneingeschränkt eingesetzt werden.

### 5.3.2 Wertung der Ergebnisse im Vergleich mit den Nachrechnungen von Bergmann, Mehlhorn und Schäfer

Die Nachrechnungen von Bergmann, Mehlhorn und Schäfer /BMS84/ wurden mit dem FEM-Programm DUPLA durchgeführt. Beim Betrachten der Bilder B 4 bis B 8 ist unschwer festzustellen, daß eine gute Übereinstimmung zwischen den Versuchen und den Nachrechnungen noch nicht gegeben ist. Dies gilt insbesondere für die eigenen Nachrechnungen. Aber auch die Nachrechnungen von Bergmann, Mehlhorn und Schäfer sind insgesamt gesehen nicht viel besser, bezüglich der Traglast teilweise deutlich schlechter. Es soll hier jedoch ausdrücklich darauf hingewiesen werden, daß die abgebildeten Kurven aus /BMS84/ immer unseren Standardrechnungen entsprechen, also immer möglichst mit den an Begleitkörpern gemessenen Werkstoffkennwerten und ohne Konsole und Randbewehrung gerechnet wurden. Bei Abweichung von diesem Vorgehen haben auch /BMS84/ bessere Übereinstimmungen erhalten.

Die meisten Nachrechnungen mit DUPLA und FIPSE zeigen im Ursprung der Last-Verformungskurve ein gleiches Verhalten wie die Versuche. Die Rißbildung und der Nachrißbereich wird dann bezüglich des Verformungsverhaltens von DUPLA deutlich besser erfaßt als von FIPSE. Mit FIPSE wird dann jedoch die Traglast besser ermittelt. Daraus kann nur gefolgert werden, daß die Formulierung des Betongesetzes von FIPSE im Nachrißbereich nicht zufriedenstellend ist. Die im Programm implementierte Spannungsdehnungslinie (vgl. Bild 5.1) ähnelt sehr den für Stabtragwerke erfolgreich eingesetzten Spannungsdehnungslinien. Auch Vergleichsrechnungen mit dem Stabwerksprogramm STBSTZ (Stützenprogramm für schiefe Biegung) /Grz88a, Grz88b/ zeigen eine sehr gute Übereinstimmung, wenn nur einaxiale

Beanspruchung auftritt.

Die Veränderung der Betonfestigkeiten führte häufig zu einer besseren Annäherung der im Versuch gemessenen Ausbiegungen. Es konnte jedoch kein in jedem Fall gültiges Rezept gefunden werden. Selbst fast identische Wände (W 9 und W 10) zeigten rechnerisch große Unterschiede. Während die Nachrechnung der Wand W 9 ein quasi lineares Ausbiegungsverhalten zeigt, war bei der sehr ähnlichen Wand W 10 ein deutlich nichtlineares Verhalten mit akzeptabler Übereinstimmung zum Versuch festzustellen. Wie im Kapitel 5.1.1 kurz erläutert, sind im Programm FIPSE nur unzureichende Möglichkeiten zum Studium solcher "Merkwürdigkeiten" vorhanden. Eine Veränderung der Querdehnzahl  $\mu$  abweichend vom Wert 0,2 zeigte keine Besserung. Es kann somit nur auf die Formulierung des biaxialen Werkstoffgesetzes als Ursache des schlechten Verformungsverhaltens verwiesen werden, ohne daß ein Hinweis gefunden wurde, wie Abhilfe zu schaffen ist.

#### 5.4 Studie des Trag- und Verformungsverhaltens von Beton- und Stahlbetonwänden

##### 5.4.1. Einführung

Die Studie des Trag- und Verformungsverhaltens von Beton- und Stahlbetonwänden stützte sich auf die Anwendung des FEM-Programms FIPSE /Kie87/.

Mit 240 Rechnungen wurde versucht die Einflüsse unterschiedlicher Lagerungen, Breiten, Dicken und Bewehrungsgehalte, sowohl in Längs- als auch in Querrichtung, auf das Trag- und Verformungsverhalten von beidseitig symmetrisch bewehrten Stahlbetonwänden zu erfassen, um daraus ein Näherungsverfahren für die Bemessung derartiger Wände zu entwickeln.

Zusätzlich wurden 15 Vergleichsrechnungen an ausgewählten Wänden durchgeführt, die aufzeigen sollten, inwieweit sich das Trag- und Verformungsverhalten ändert, wenn diese Wände mittig bewehrt werden.

An drei 4-seitig gelagerten Wänden wurde der Einfluß der System-

teilung untersucht, wobei zusätzlich zu den Serienrechnungen (am 1/2-System), die Traglasten am 1/4-System und am 1/1-System bestimmt wurden. An zwei 4-seitig gelagerten Wänden wurde der Einfluß der Wahl der Elementform auf das Trag- und Verformungsverhalten untersucht, wobei im Gegensatz zu den Serienrechnungen (mit Rechteckelementen), am ganzen System mit quadratischen Elementen gerechnet wurde.

Damit ergeben sich insgesamt 263 Traglastrechnungen.

Die Rechnungen wurden auf der Hochschulrechenanlage der TU Braunschweig durchgeführt. Um nicht für jede Rechnung einen neuen Datensatz explizit erstellen zu müssen, wurde zunächst ein Programm entwickelt, das in der Lage war, durch Angabe der variablen Parameter und durch Angabe einer Belastungsfunktion einen Datensatz für jede gewünschte Serienrechnung zu erstellen. Da auch die Auswertung der Rechenergebnisse bei einem Umfang von ca. 75-165 Seiten pro Ergebnis geraume Zeit in Anspruch genommen hätte, war zusätzlich noch ein Programm nötig, daß die Ergebnisse auf das notwendige Maß kürzt und in übersichtlicher Form darstellt. Dadurch wurde die Auswertung erheblich beschleunigt. Da die Programme gut aufeinander abgestimmt waren, konnte man sich ausschließlich auf die Erstellung der Datensätze und das Anstarten der Rechenläufe als Hintergrundjobs auf der Hochschulrechenanlage konzentrieren. Dabei erwies sich die Rechenkapazität dieser Anlage als völlig unzureichend.

Die Verwaltung der Hochschulrechenanlage sieht vor, daß pro Benutzer und Tag nur drei Rechenläufe der für die Serienrechnungen nötigen Job-Klasse (S-Job: max. 20 Minuten) angestartet werden durften. Aber auch das erwies sich als eine Größe, mit der nicht kalkuliert werden konnte, da auch bei Beschränkung auf drei Rechenläufe pro Tag und Benutzernummer nicht immer wirklich alle Rechnungen am nächsten Tag fertig waren. Dazu sei noch bemerkt, daß Hintergrundjobs mit einer maximalen Rechendauer von 20 Minuten nur nachts in der Zeit von ca. 20:00 Uhr bis ca. 6:00 Uhr morgens gerechnet wurden. An eine Auswertung am Tag der Abgabe eines solchen Jobs war also nicht zu denken. Zu Beginn der Serienrechnungen standen zwei Benutzernummern zur Verfügung. Es kamen im Laufe der Zeit zwei weitere dazu, die den Abschluß der Serienrechnungen beschleunigten.

Bei allen Traglastrechnungen waren mehrere Rechenläufe mit unterschiedlichen Laststufen erforderlich. Dabei erwies sich, daß sich die Traglast bei Wänden mit einer Ausmitte  $e/d=0,50$  erheblich leichter abschätzen ließ, als bei Wänden mit einer Ausmitte  $e/d=0,10$ . Den größten Rechenaufwand erforderten Wände mit einer Breite von 6,00 m. Im Schnitt erforderte eine Traglastrechnung ca. 3 Rechenläufe.

#### 5.4.2 Werkstoffparameter aller Rechnungen

Beton	
Betongüte:	B35
Betondruckfestigkeit in $\text{MN/m}^2$ :	23,0
Betonzugfestigkeit in $\text{MN/m}^2$ :	1,15
E-Modul Beton in $\text{MN/m}^2$ :	23000,0
Querdehnzahl:	0,20

Tabelle 5.2: Werkstoffparameter Beton

Betonstahl	
Betonstahl:	BSt 500/550
Zugfestigkeit in $\text{MN/m}^2$ :	550
Streckgrenze in $\text{MN/m}^2$ :	500
E-Modul Stahl in $\text{MN/m}^2$ :	210000,0
Betonüberdeckung in cm:	2,0

Tabelle 5.3: Werkstoffparameter Stahl

#### 5.4.3 Elementparameter aller Rechnungen

Anzahl Stützstellen der Integration		
bei Beton:	X-Richtung:	1
	Y-Richtung:	3
	Z-Richtung:	7
bei Stahl:	X-Richtung:	1
	Y-Richtung:	3
	Z-Richtung:	1

Tabelle 5.4: Elementparameter der Beton- und Stahlelemente

#### 5.4.4 Variable Parameter

(a) Beidseitig symmetrisch bewehrte Wände:

96 Serienrechnungen an 3-seitig gelagerten Wänden	
Wandhöhe in m:	3,00
Wandbreite in m:	1,50 - 2,00 - 3,00 - 6,00
Wanddicke in cm:	15 - 20
parabolische Lastausmitte e/d:	0,10 - 0,20 - 0,50
Längsbewehrungsanteil in %:	0,30 - 0,60
Verhältnis Quer-/Längsbewehrung:	0,50 - 1,00

**Tabelle 5.5:** Wandparameter der Serienrechnungen an 3-seitig gelagerten Wänden

144 Serienrechnungen an 4-seitig gelagerten Wänden	
Wandhöhe in m:	3,00
Wandbreite in m:	1,50 - 2,00 - 3,00 - 6,00
Wanddicke in cm:	15 - 20
parabolische Lastausmitte e/d:	0,10 - 0,20 - 0,50
Längsbewehrungsanteil in %:	0,30 - 0,60
Verhältnis Quer-/Längsbewehrung:	0,20 - 0,50 - 1,00

**Tabelle 5.6:** Wandparameter der Serienrechnungen an 4-seitig gelagerten Wänden

(b) Mittig bewehrte Wände:

6 Vergleichsrechnungen an 3-seitig gelagerten Wänden	
Wandhöhe in m:	3,00
Wandbreite in m:	1,50 - 3,00 - 6,00
Wanddicke in cm:	15
parabolische Lastausmitte e/d:	0,10
Längsbewehrungsanteil in %:	0,30 - 0,60
Verhältnis Quer-/Längsbewehrung:	0,50

**Tabelle 5.7:** Wandparameter der Vergleichsrechnungen an 3-seitig gelagerten Wänden mit mittiger Bewehrung

9 Vergleichsrechnungen an 4-seitig gelagerten Wänden	
Wandhöhe in m:	3,00
Wandbreite in m:	1,50 - 3,00 - 6,00
Wanddicke in cm:	15
parabolische Lastausmitte e/d:	0,10
Längsbewehrungsanteil in %:	0,30 - 0,60
Verhältnis Quer-/Längsbewehrung:	0,20 - 0,50

**Tabelle 5.8:** Wandparameter der Vergleichsrechnungen an 4-seitig gelagerten Wänden mit mittlerer Bewehrung

Bei den 3-seitig gelagerten Wänden wurde auf eine Untersuchung des Verhältnisses Querbewehrung zur Längsbewehrung von 0,20 verzichtet. Leider konnten im Rahmen dieses Forschungsvorhabens auch keine unterschiedlichen Wandhöhen untersucht werden, wodurch man Aussagen über das Stabilitätsverhalten 3- und 4-seitig gelagerter Wände gewonnen hätte. Auch auf die Untersuchung des Einflusses von Drillbewehrung auf das Trag- und Verformungsverhalten von Wänden mußte verzichtet werden, da all diese Parameter den Rechenaufwand enorm hätten ansteigen lassen und bei der Berücksichtigung in einem übersichtlichen Näherungsverfahren weitere Probleme hinzugekommen wären.

#### 5.4.5 Systemparameter und Elementteilung der 240 Serien- und 15 Vergleichsrechnungen

Sämtliche 240 Serienrechnungen und 15 Vergleichsrechnungen wurden am halben System gerechnet. Die Wahl der Elemente fiel auf Rechteckelemente, die je nach Richtung die gleichen Abmessungen aufwiesen. Randbedingungen bei der Wahl der Anzahl der Knoten waren folgende:

- Es sollten möglichst wenig Elemente sein, die mit der notwendigen Genauigkeit einer kurzen Rechenzeit bedurften.
- Die Elementteilung sollte sowohl für die 3-seitig gelagerten wie auch für die 4-seitig gelagerten Wände gelten, um bei den Rechnungen keinen traglaständernden Einfluß zu erhalten, der dann völlig unbemerkt geblieben wäre.

Da bei den Rechnungen auch die größten Verformungen bei 80 % der Traglast ermittelt werden sollten, diese aber bei beiden Wandarten an unterschiedlichen Stellen auftreten, sah man sich gezwungen, die Anzahl der Knoten horizontal auf eine ungerade Zahl festzulegen. Damit konnte man die größten Verformungen bei 4-seitig

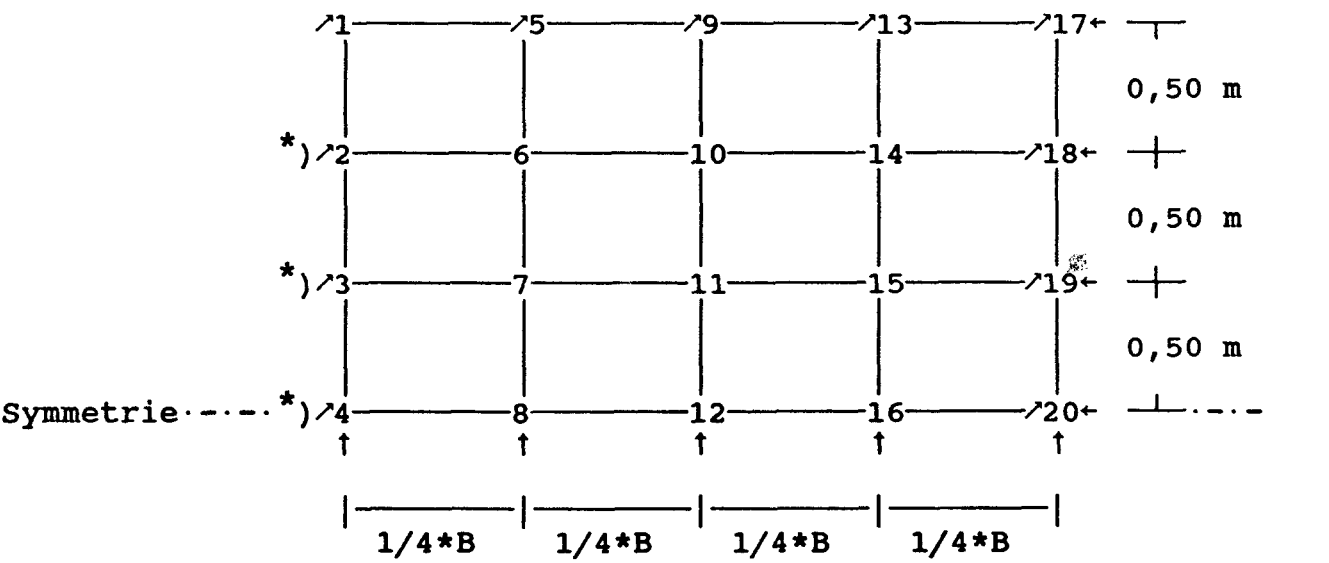


gelagerten Wänden erfassen. Bei den 3-seitig gelagerten Wänden war dies ohnehin kein Problem, da diese am Rand der Wand auftraten. Den nachfolgenden Bildern 5.7 und 5.8 sind die Lagerungsbedingungen dieser Wände zu entnehmen.

Systemhöhe:	1/2 Wandhöhe
Systembreite:	Wandbreite
Anzahl der Knoten horizontal:	5
Anzahl der Knoten vertikal:	4

Tabelle 5.9: Systemparameter und Elementteilung der 240 Serien- und 15 Vergleichsrechnungen

Verschiebungsbehinderungen:    ← :  $u = 0$   
  ↑ :  $v = 0$   
  ↗ :  $w = 0$

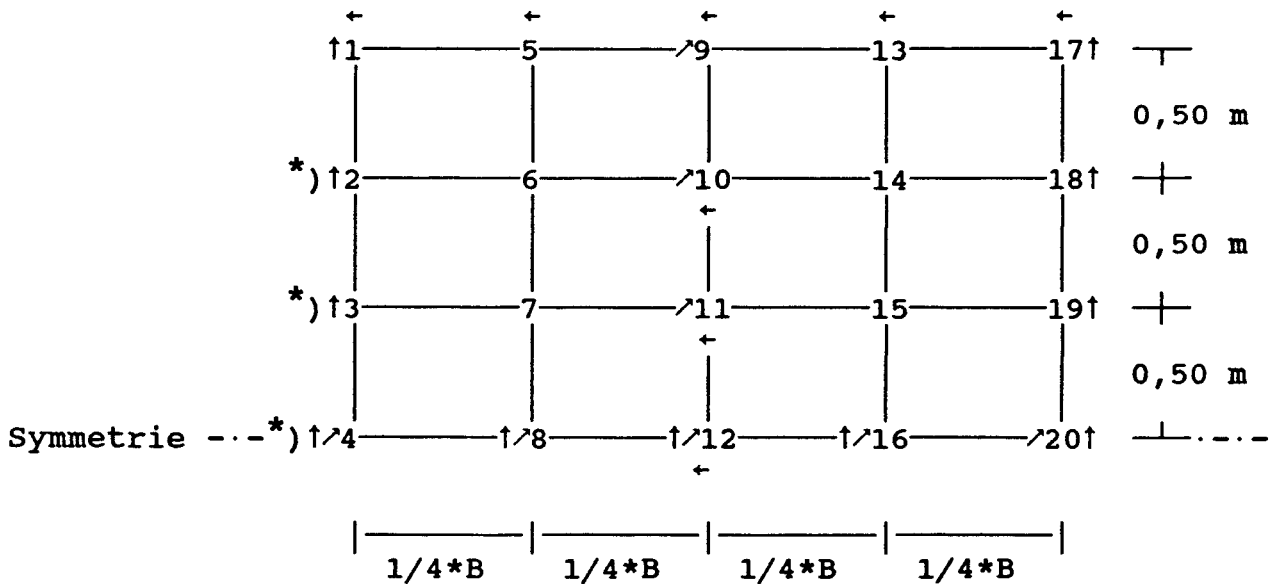


\*/↗: entfällt bei 3-seitig gelagerten Wänden, da es sich hier um den freien Rand handelt.

Bild 5.7: Verschiebungsbehinderungen am 1/2-System bei Diskretisierung mit 20 Knoten

Neigungsbehinderungen:

$$\begin{aligned} \leftarrow & : w_x = 0 \\ \uparrow & : w_y = 0 \\ \nearrow & : w_{xy} = 0 \end{aligned}$$



\*) $\uparrow$ : entfällt bei 3-seitig gelagerten Wänden, da es sich hier um den freien Rand handelt.

Bild 5.8: Neigungsbehinderungen am 1/2-System bei Diskretisierung mit 20 Knoten

#### 5.4.6 Systemparameter und Elementteilung bei den Vergleichsrechnungen zur Systemwahl

Es wurden drei 4-seitig gelagerte Wände mit der Breite  $b=3,00\text{ m}$  untersucht, die sich darin unterschieden, daß die bezogene Lastausmitte  $e/d$  variiert wurde.

Wandparameter	
Wandhöhe in m:	3,00
Wandbreite in m:	3,00
Wanddicke in cm:	15
parabolische Lastausmitte $e/d$ :	0,10 - 0,20 - 0,50
Längsbewehrungsanteil in %:	0,30
Verhältnis Quer-/Längsbewehrung:	0,20

Tabelle 5.10: Wandparameter der Vergleichsrechnungen zur Systemwahl

Abweichungen zu den Serienrechnungen:

- (a) Die Elementteilung wurde gegenüber den Serienrechnungen hier nicht geändert, um keinen traglaständernden Einfluß zu erhalten. Die Lagerungsbedingungen sind dem Abschnitt 5.4.5 zu entnehmen.

Vergleichsrechnungen am 1/4-System	
Systemhöhe:	1/2 Wandhöhe
Systembreite:	1/2 Wandbreite
Anzahl der Knoten horizontal:	5
Anzahl der Knoten vertikal:	4

Tabelle 5.11: Systemparameter und Elementteilung der Vergleichsrechnungen zur Systemwahl am 1/4-System

- (b) Da auch die größten Verformungen in Wandmitte bestimmt werden sollten, mußte hier abweichend zu den übrigen Rechnungen die Anzahl der Knoten in vertikaler Richtung um einen erhöht werden. Die Lagerungsbedingungen für diese Vergleichsrechnungen am 1/1-System sind den nachfolgenden Bildern 5.9 und 5.10 zu entnehmen.

Vergleichsrechnungen am 1/1-System	
Systemhöhe:	Wandhöhe
Systembreite:	Wandbreite
Anzahl der Knoten horizontal:	5
Anzahl der Knoten vertikal:	5

Tabelle 5.12: Systemparameter und Elementteilung der Vergleichsrechnungen zur Systemwahl am 1/1-System

Verschiebungsbehinderungen:

- $\leftarrow : u = 0$
- $\uparrow : v = 0$
- $\nearrow : w = 0$

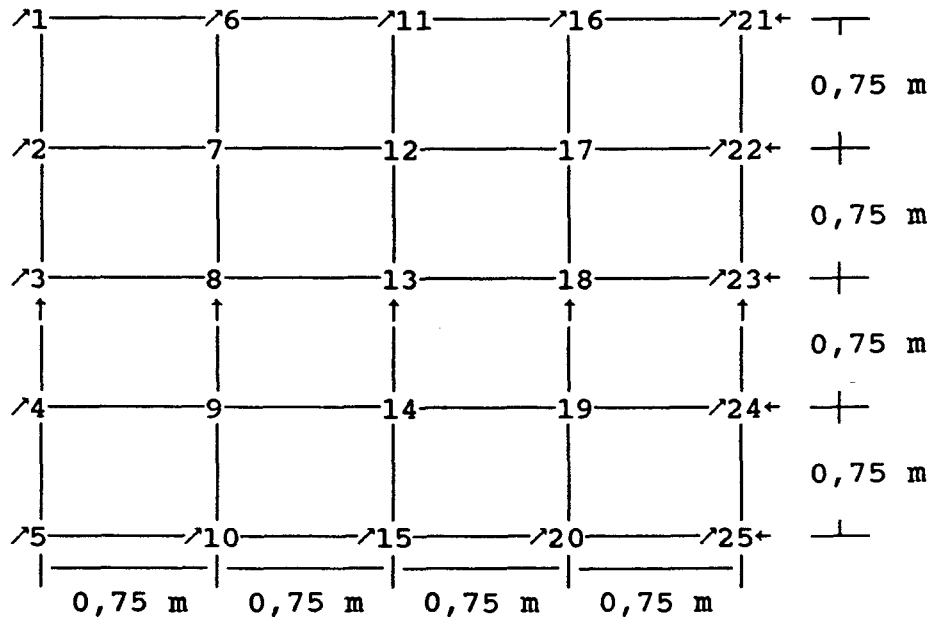


Bild 5.9: Verschiebungsbehinderungen am 1/1-System bei Diskretisierung mit 25 Knoten

Neigungsbehinderungen:

- $\leftarrow : w, x = 0$
- $\uparrow : w, y = 0$
- $\nearrow : w, xy = 0$

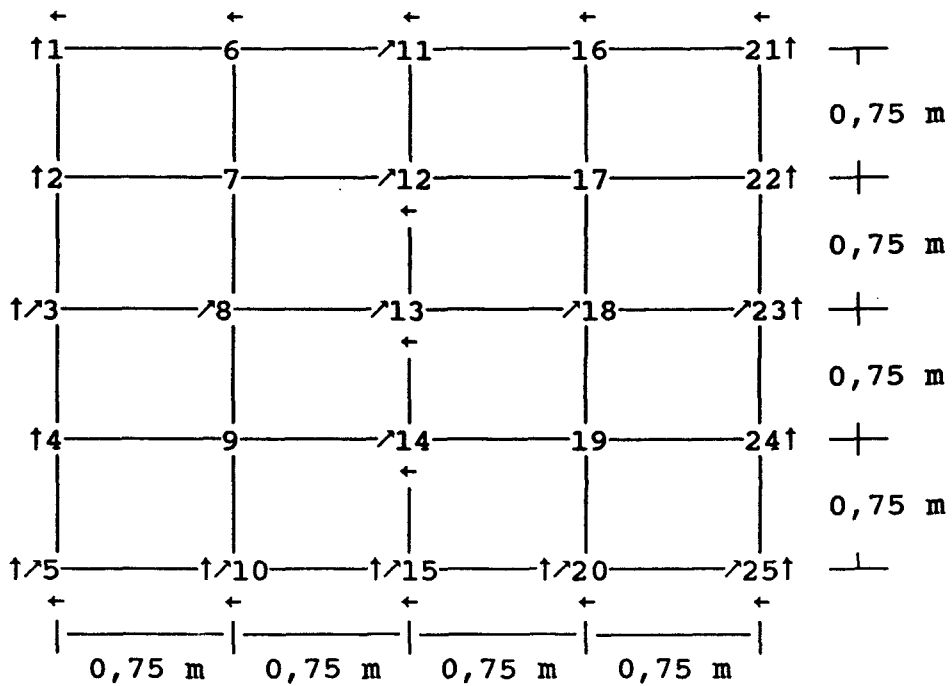


Bild 5.10: Neigungsbehinderungen am 1/1-System bei Diskretisierung mit 25 Knoten

#### 5.4.7 Systemparameter und Elementteilung bei den Vergleichsrechnungen zur Elementwahl

Ziel dieser Vergleichsrechnungen war es, aufzuzeigen, wie groß der Einfluß der Elementform auf das Tragvermögen von 4-seitig gelagerten Wänden ist. Bei den Serienrechnungen wurde mit rechteckigen Elementen, mit Ausnahme von 2,0 m breiten Wänden, gerechnet. Zum Vergleich sollten nun quadratische Elemente dienen. Es wurden eine 1,50 m breite und eine 6,00 m breite 4-seitig gelagerte Wand untersucht. Die Rechnungen erfolgten am 1/1-System. Dazu mußten die vertikalen Festhaltungen in der Wandmitte angeordnet werden.

Wandparameter	
Wandhöhe in m:	3,00
Wandbreite in m:	1,50 - 6,00
Wanddicke in cm:	15
parabolische Lastausmitte e/d:	0,10
Längsbewehrungsanteil in %:	0,30
Verhältnis Quer-/Längsbewehrung:	0,20

Tabelle 5.13: Wandparameter der Vergleichsrechnungen zur Elementwahl

Abweichungen zu den Serienrechnungen:

a) Vergleichsrechnung an einer 1,50 m breiten Wand:

Wandbreite b=1,50 m	
Systemhöhe:	Wandhöhe
Systembreite:	Wandbreite
Anzahl der Knoten horizontal:	5
Anzahl der Knoten vertikal:	9

Tabelle 5.14: Systemparameter und Elementteilung der Vergleichsrechnungen zur Elementwahl bei Wandbreite b=1,50 m

Damit erhielt man quadratische Elemente mit einer Seitenlänge von 37,5 cm.

Verschiebungsbehinderungen:    + :  $u = 0$   
  ↑ :  $v = 0$   
  ↗ :  $w = 0$

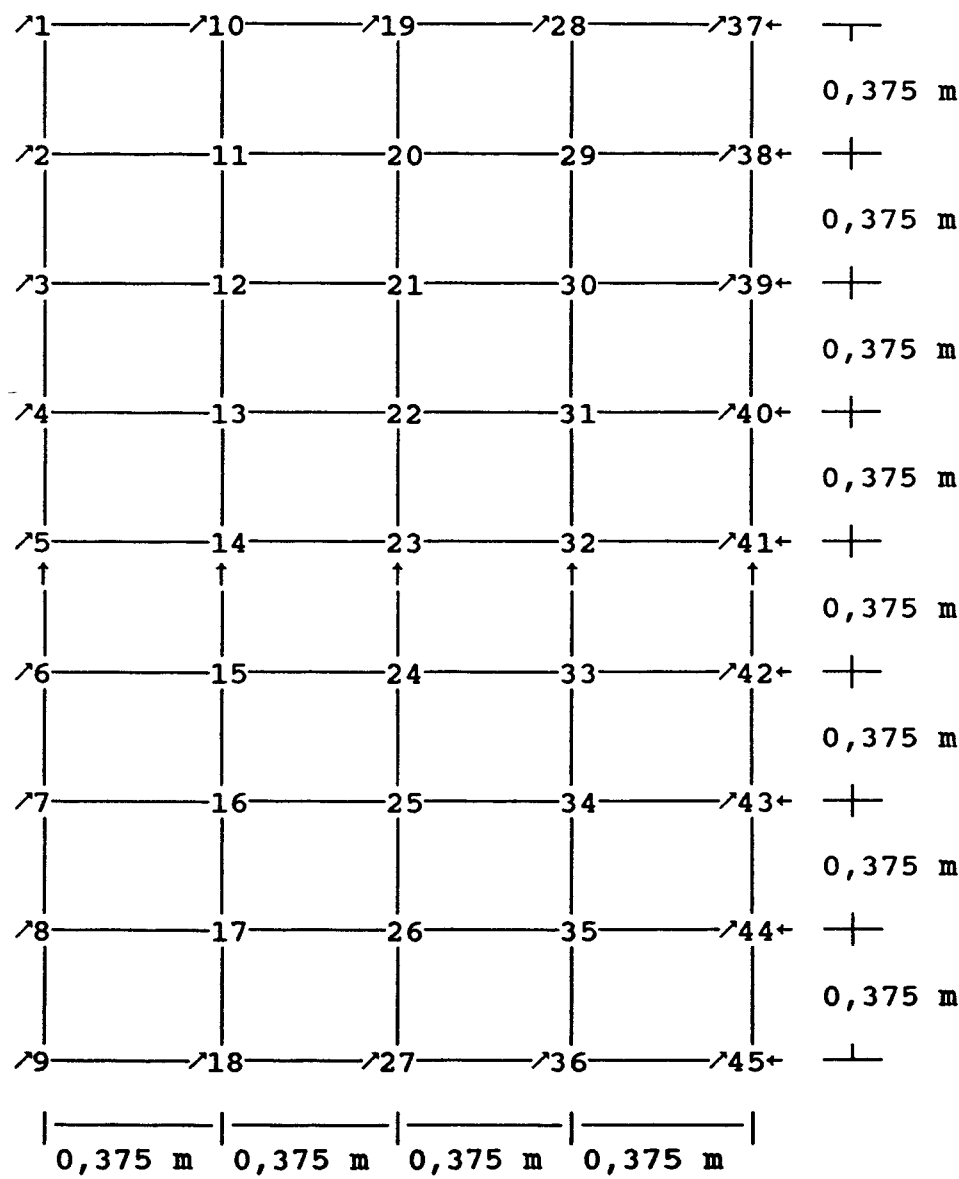


Bild 5.11: Verschiebungsbehinderungen am 1/1-System bei Diskretisierung mit 45 Knoten

Neigungsbehinderungen:

$$\begin{aligned} \leftarrow & : w_x = 0 \\ \uparrow & : w_y = 0 \\ \nearrow & : w_{xy} = 0 \end{aligned}$$

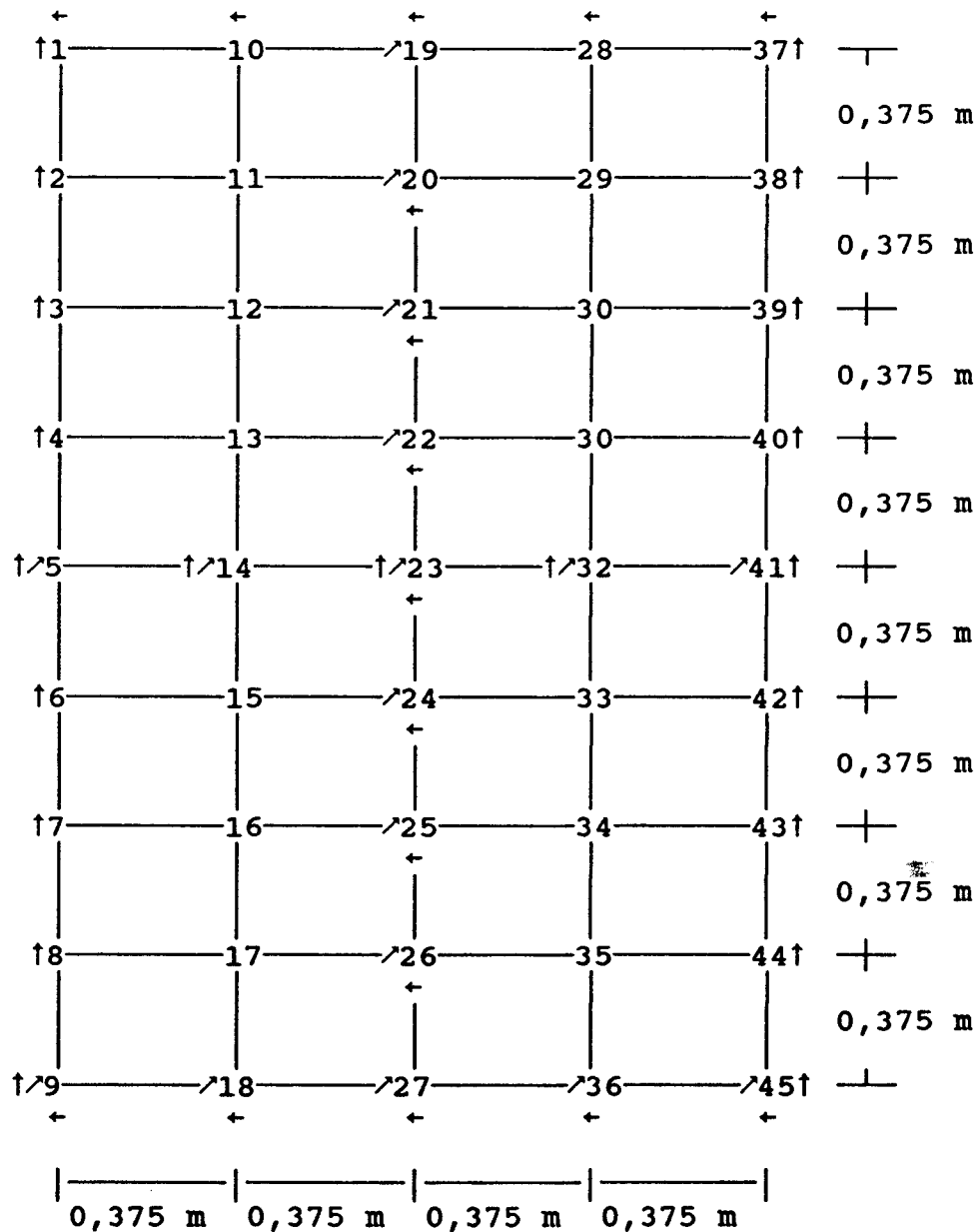


Bild 5.12: Neigungsbehinderungen am 1/1-System bei Diskretisierung mit 45 Knoten

b) Vergleichsrechnung an einer 6,00 m breiten Wand:

Wandbreite b=6,00 m	
Systemhöhe:	Wandhöhe
Systembreite:	Wandbreite
Anzahl der Knoten horizontal:	9
Anzahl der Knoten vertikal:	5

**Tabelle 5.15:** Systemparameter und Elementteilung der Vergleichsrechnungen zur Elementwahl bei Wandbreite b=6,00 m

Damit erhielt man 75 cm breite quadratische Elemente.

Verschiebungsbehinderungen:  $\leftarrow : u = 0$   
 $\uparrow : v = 0$   
 $\nearrow : w = 0$

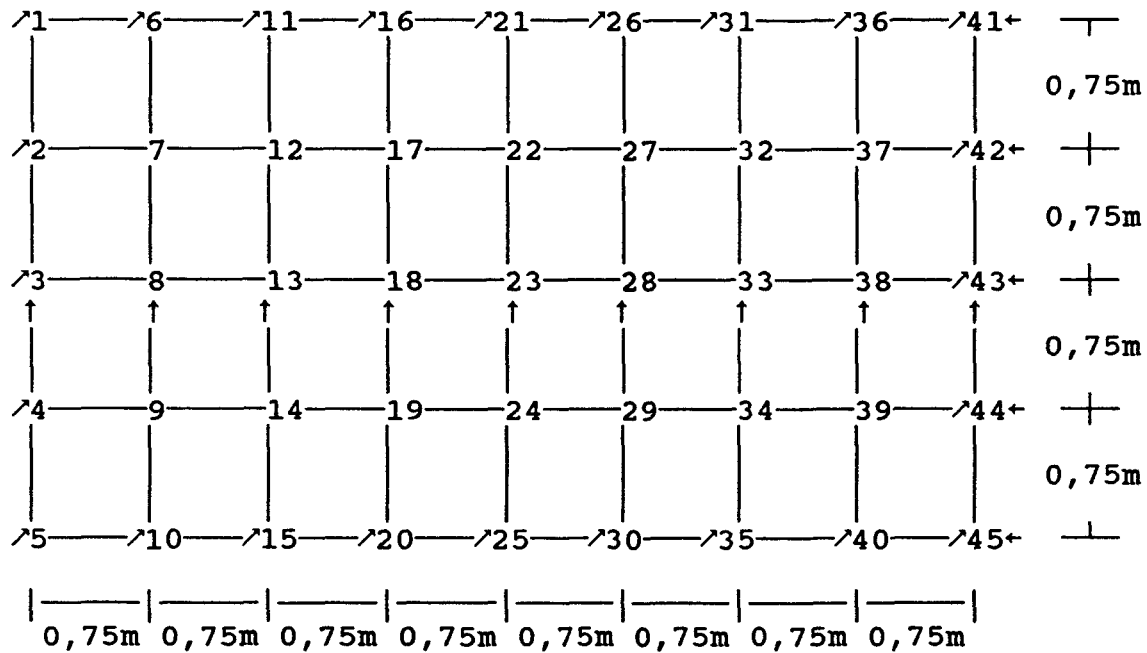


Bild 5.13: Verschiebungsbehinderungen am 1/1-System bei Diskretisierung mit 45 Knoten

Neigungsbehinderungen:  $\leftarrow : w',x = 0$   
 $\uparrow : w',y = 0$   
 $\nearrow : w',xy = 0$

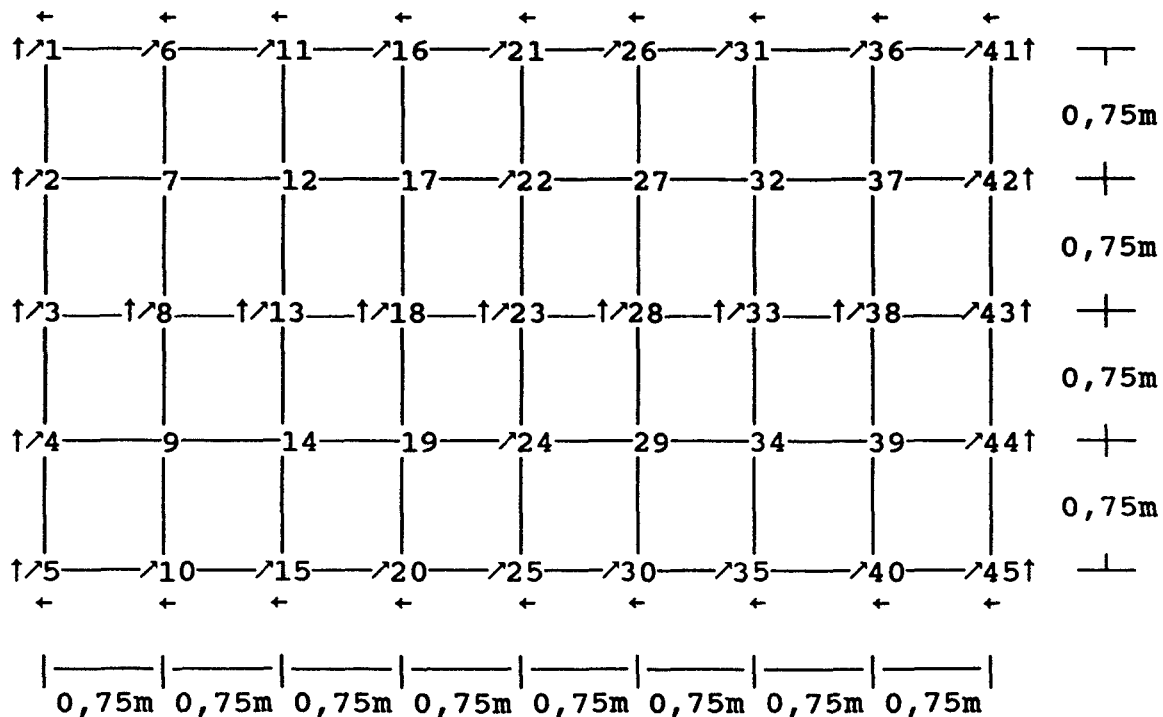


Bild 5.14: Neigungsbehinderungen am 1/1-System bei Diskretisierung mit 45 Knoten



#### 5.4.8 Ergebnisse der Serienrechnungen

Die Ergebnisse der Serienrechnungen sind tabellarisch und grafisch im Anhang C dargestellt. Im tabellarischen Teil sind neben den Parametern und der Traglast  $F_R$  auch die Anzahl der Iterationsschritte der letzten Laststufe  $I_{te}$ , das Lastinkrement zur nächsten Laststufe, für die kein Gleichgewicht oder eine zu große Ungenauigkeit der Kraft- oder Weggrößen gefunden wurde  $\delta F_R$  und die ungenaue Größe der letzten Laststufe  $\delta_{max}$  angegeben. Zum Vergleich wurde wie bei den experimentell ermittelten Ergebnissen noch die Ausbiegung bei 80 % der Traglast ermittelt.

Die Genauigkeit der Rechnungen wurde wie folgt festgelegt:

Bei der Ermittlung der Traglasten sollte eine der Abbruchgenauigkeiten der Kraft- bzw. Weggrößen genauer als 1,0 % ermittelt worden sein. Das ungenaueste Ergebnis ergab sich damit zu 5,2 % als Weggröße bei Wand W 211.

Die Differenz zwischen Traglast und Versagenslast sollte nicht mehr als +0,05 MN betragen. In 17 Rechnungen wurde das nicht eingehalten und nur bis auf +0,10 MN genau gerechnet. Diese Ergebnisse wurden allerdings nur an Wänden mit einer bezogenen Lastausmitte  $e/d=0,10$  und  $e/d=0,20$  als genau genug betrachtet, da die Traglasten wesentlich höher waren als bei Wänden mit einer bezogenen Lastausmitte  $e/d=0,50$ . Ein nochmaliges Rechnen dieser Wände hätte nur den Rechenaufwand ansteigen lassen und trotzdem das Gesamtergebnis nicht wesentlich verbessern können. Das ungenaueste Ergebnis liegt damit dennoch bei:

Versagenslast - Traglast = 0,05 MN. Es handelt sich um Wand W 9 ( $e/d=0,50$ ). Bei einer Traglast von 0,65 MN beträgt die Abweichung zur Versagenslast hier 7,7 %.

Allgemein muß zum Ergebnis gesagt werden, daß sich die 3-seitig gelagerten Wände sowohl in der Abschätzung ihrer zu erwartenden Traglast als auch in der durch die Rechnung dann schließlich bestätigten Traglast besser abschätzen ließen, als 4-seitig gelagerte Wände. Das wird auch durch die Bilder von den 3-seitig gelagerten Wänden bestätigt. Bei 4-seitiger Lagerung waren es 3,00 m breite und 6,00 m breite Wände mit einer bezogenen Ausmitte  $e/d=0,10$ , die trotz Steigerung des Querbewehrungsanteils dazu neigten, weniger zu tragen (Wand W 205 - 210). Zunächst wurde angenommen, daß das

aus der für das Rechenprogramm nötigen Steigerung der Last zu begründen wäre. Aber selbst Rechnungen mit genau den gleichen Lastintervallen führten nicht zu dem Ergebnis, das Wände mit einem höheren Querbewehrungsanteil auch mehr Last tragen können, obwohl die Verformungen bis zur Versagenslast bei höherem Querbewehrungsanteil kleiner waren. Vermutlich liegen hier unterschiedliche Versagensmechanismen vor; die eine Wand versagt infolge Erreichens der Querschnittstragfähigkeit in vertikaler Richtung, die andere mangels ausreichender Drillbewehrung trotz höherer Querbewehrung in den Wandecken.

Bei Betrachtung der Bilder C 4 und C 13 des Anhanges C für 3- bzw. 4-seitig gelagerte Wände wird deutlich, daß die vorausgehende Abschätzung der Traglasten bei den 3-seitig gelagerten Wänden wesentlich einfacher war. Hier ergeben die Kurven einen relativ stetigen Verlauf in der erwarteten Weise:

- mit zunehmender Breite  $b$  nimmt die bezogene Traglast ab,
- Wände mit größeren Wanddicken  $d$  weisen höhere bezogene Traglasten aufgrund ihrer geringeren Schlankheit auf und
- die Erhöhung der Längsbewehrung und des Querbewehrungsanteils beeinflussen das Tragverhalten positiv.

Bei den 4-seitig gelagerten Wänden (Bild C 13) gilt dieses nur bei einer bezogenen Lastausmitte von  $e/d=0,50$ . Betrachtet man hingegen die Kurven für  $e/d=0,10$  und  $e/d=0,20$ , so stellt man fest, daß nicht nur das zuvor über die Veränderung des Querbewehrungsanteils gesagte zu Unstimmigkeiten im Kurvenverlauf geführt hat; gerade im Bereich von 1,50 m bis 3,00 m breiten Wänden ergeben sich erhebliche Sprünge in den Kurven. So besitzen 2,00 m breite Wände zum einen höhere bezogene Traglasten als 1,50 m breite Wände, teilweise aber auch geringere bezogene Traglasten als 3,00 m breite Wände.

Aus Bild C 13 wurde schließlich durch Normierung und Ausgleich mit Hilfe eines kubischen Polynoms Bild C 18 entwickelt. In der oberen Bildhälfte sind die einzelnen Quer-/Längsbewehrungsanteile noch nicht zu einer Kurve zusammengefaßt. Es zeigt sich erneut, daß bei 4-seitiger Lagerung und geringen Lastausmitten eine kubische Näherung zu unsicheren Ergebnissen führt. Dies gilt jedoch nicht für die 3-seitig gelagerten Wände, vgl. Bild C 9.

Als Begründung für diese Beobachtungen wird folgendes ausgeführt:

- Im Bereich geringer Lastausmitten ist das Stabilitätsversagen die maßgebende Versagensursache. Mit zunehmender Schlankheit des Bauteils wird dieser Effekt verstärkt.
- Größere Lastausmitten erzeugen größere Biegemomente und führen zu einem entsprechenden Versagen.
- Wie schon in /Gir56/ bei der Herleitung der Differentialgleichung für die Beulfläche von 4-seitig gelenkig gelagerten Platten bzw. Scheiben gezeigt wurde, ist der Verlauf der Kurven für die Beulwerte, die zu den kritischen Lasten - also Stabilitätsversagen - führen, nicht stetig. Ein Vergleich der Beulwerte mit den hier dargestellten approximierten Kurven ergibt:

Die Unstetigkeitsstelle liegt bei einem Seitenverhältnis  $h/b = \sqrt{2}$ , was bei konstanter Höhe  $h = 3,00$  m einer Breite von  $b = 2,12$  m entspricht; also genau dem Bereich, der bei 4-seitiger Lagerung auch hier Unstetigkeiten aufweist. Dieser Einfluß verschwindet bei größeren Lastausmitten, weil dort kein Stabilitätsversagen mehr vorliegt. Die Kurven für  $e/d = 0,50$  weisen daher nicht diese Unstetigkeitsstellen auf. Abweichend von /Gir56/ werden mit dem hier verwandten Rechenprogramm FIPSE orthotrope Platten berechnet. Die Tatsache, daß auch bei orthotropen Platten Unstetigkeiten auftreten, scheint durch die Rechenergebnisse bestätigt zu sein. Ob dieser Sachverhalt auch bei 3-seitig gelagerten Platten auftritt, kann durch die Ergebnisse nicht aufgezeigt werden.

#### 5.4.9 Kontrolle der kubischen Anpassung durch die Rechnungen von Bergmann, Mehlhorn, Schäfer /BMS84/

Eine unabhängige, stichprobenartige Überprüfung der kubischen Anpassung konnte anhand der Rechnungen von Bergmann, Mehlhorn und Schäfer erfolgen. In /BMS84/ S. 235, Abb. 7.4 ist eine Bemessungstafel für 4-seitig gelagerte quadratische Wände angegeben. Die Parameter, mit denen diese Tafel ermittelt wurden, weichen allerdings von denen ab, die unseren Serienrechnungen zugrundeliegen:

In /BMS84/ wurde mit einer konstanten bezogenen Lastausmitte  $e/d$  gerechnet. Hier hingegen wurde mit einer parabolischen bezogenen Lastausmitte  $e/d$  gerechnet, deren Maximalwert bei 3-seitiger Lagerung am freien Rand das 1,5-fache von /BMS84/ erreicht. Bei 4-seitig gelagerten Wänden liegt dieser Maximalwert in Wandmitte. Da aber die Momentensumme in beiden Fällen gleich ist, sollte sich dieser Unterschied nicht all zu sehr in den Traglasten bemerkbar machen. Es wäre also eine geringere Traglast aus den in Anhang C, Bild C 9 und Bild C 18 dargestellten kubischen Näherungen zu erwarten.

(a) Vergleich mit /BMS84/ S.235, Abb. 7.4

4-seitig gelagerte Wände:

Wandhöhe:  $h=6,00$  m      Beton: B25  $\rightarrow \beta_R=17,5$  MN/m<sup>2</sup>  
Wandbreite:  $b=6,00$  m      Stahl: BSt 420/500  $\rightarrow \beta_S=420$  MN/m<sup>2</sup>  
Wanddicke:  $d=0,10$  m      Längsbewehrung:  $\mu_1=2,0$  %  
 $h/d=60$       Querbewehrung:  $\mu_w=1,0$  %

Maximale Traglast des Stahlbetonquerschnitts:

$$\begin{aligned} F_{\max} &= (1 + \mu_1 \cdot \beta_S / \beta_R) \cdot \beta_R \cdot b \cdot d \\ &= (1 + 0,02 \cdot 420 / 17,5) \cdot 17,5 \cdot 6,0 \cdot 0,10 \\ &= 15,54 \end{aligned} \quad (1)$$

Die rechnerischen Traglasten berechnen sich damit wie folgt:

$$F_R = f \cdot F_{\max} \quad (2)$$

$$N_{u1} = n_1 \cdot F_{\max} \quad (3)$$

e/d	/BMS84/ S. 235 Abb. 7.4		Anhang C Bild C 18		Fehler $\delta = (F_R / N_{u1} - 1) \cdot 100$
	$n_1$	$N_{u1}$ [MN]	f	$F_R$ [MN]	
0,10	0,493	7,661	0,520	8,081	5,48 [%]
0,20	0,329	5,113	0,401	6,232	21,88 [%]
0,50	0,062	0,963	0,130	2,020	109,76 [%]

**Tabelle 5.16:** Vergleich der kubischen Anpassung bei 4-seitig gelagerten Wänden mit /BMS84/

Weiterhin sind in /BMS84/ S.203, Abb. 4.32 mit DUPLA ermittelte Traglastkurven für 3-seitig gelagerte Wände vorhanden, die sich für einen Vergleich eignen. Im Kästchen "Geometrie" hat sich für die Höhe  $h$  ein Fehler eingeschlichen. Eine Wanddicke von nur 5 cm bei Überdeckungsmaßen der beidseitig angeordneten Bewehrungslagen horizontal von 2,0 cm und vertikal von 1,5 cm ist nicht denkbar. Da es sich aber um quadratische Wandscheiben handelt, deren Schlankheit  $h/d=60$  betragen soll, muß es sich folglich um 6,00 m hohe Wände handeln.

(b) Vergleich mit /BMS84/ S.203, Abb. 4.32

Wandhöhe:  $h=6,00$  m Beton: B25  $\rightarrow \beta_R=17,5$  MN/m<sup>2</sup>

Wandbreite:  $b=6,00$  m Stahl: BSt 500/550  $\rightarrow \beta_S=500$  MN/m<sup>2</sup>

Wanddicke:  $d=0,10$  m Längsbewehrung:  $\mu_1=1,6$  %

$h/d=60$  Querbewehrung:  $\mu_w=0,32$  %

Maximale Traglast des Stahlbetonquerschnitts:

$$\begin{aligned} F_{\max} &= (1 + \mu_1 \cdot \beta_S / \beta_R) \cdot \beta_R \cdot b \cdot d \\ &= (1 + 0,016 \cdot 500 / 17,5) \cdot 17,5 \cdot 6,0 \cdot 0,10 \\ &= 15,30 \end{aligned}$$

Die rechnerischen Traglasten berechnen sich damit wie folgt:

$$F_R = f \cdot F_{\max}$$

$$N_{u2} = n_2 \cdot b$$

(4)

e/d	/BMS84/ S. 203 Abb. 4.32		Anhang C Bild C 9, C 18		Fehler $\delta = (F_R / N_{u2} - 1) \cdot 100$
	$n_2$ [MN/m]	$N_{u2}$ [MN]	f	$F_R$ [MN]	
3-seitig gelagerte Wände					
0,10	5,75	3,45	0,327	5,003	45,01 [%]
0,20	3,90	2,34	0,178	2,723	16,37 [%]
4-seitig gelagerte Wände					
0,10	7,50	4,50	0,520	7,956	76,80 [%]
0,20	5,00	3,00	0,401	6,135	104,51 [%]

**Tabelle 5.17:** Vergleich der kubischen Anpassung bei 3- und 4-seitig gelagerten Wänden mit /BMS84/

Wie die Tabellen 5.16 und 5.17 zeigen, stimmen die Traglasten nur für geringe Lastausmitten einigermaßen gut überein. Bei größeren Lastausmitten werden mit der kubischen Anpassung die doppelten Traglasten ermittelt.

Aufgrund dieser Tatsache wurden noch Nachrechnungen gestartet, die zwar eigentlich nicht eingeplant waren, aber schließlich doch noch aufzeigen sollten, wie vertrauenswürdig die kubischen Anpassungen von 4-seitig gelagerten Wänden sind.

Als Parameter wurden die gleichen wie zuvor unter 5.4.9. b)

beschriebenen verwendet. Da diese Parameter nicht denen der Serienrechnungen entsprechen, war auch nicht zu erwarten, daß exakt die zuvor mit Hilfe der kubischen Anpassung ermittelten Traglasten das Ergebnis dieser Nachrechnungen sein würden. Da in /BMS84/ mit einer über der Wandbreite konstanten bezogenen Lastausmitte  $e/d$  gerechnet wurde, sollte auch dies im Hinblick auf einen Vergleich mit den hier dargelegten Serienrechnungen kontrolliert werden. Daher wurde jede Nachrechnung sowohl mit einer parabolischen wie auch mit einer konstanten bezogenen Lastausmitte  $e/d$  gerechnet. Die Ergebnisse sind in Tabelle 5.18 wiedergegeben.

4-seitig gelagerte Wände		
Ausmitte $e/d$	Traglast [MN]	$w_{0,80}$ [mm]
0,10 parabolisch	4,20	7,18
0,10 konstant	4,65	6,50
0,20 parabolisch	3,30	35,26
0,20 konstant	3,35	14,26

**Tabelle 5.18:** Traglasten und Verformungen in Wandmitte bei 80 % der Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden

Die Ergebnisse dieser Nachrechnungen weisen eindeutig darauf hin, daß eine Beschreibung des Tragvermögens 4-seitig gelagerter Wände mit Hilfe kubischer Anpassungskurven nicht zu befriedigenden Ergebnissen führt. Hingegen stimmen die Ergebnisse nach /BMS84/ recht gut mit den hier mit Hilfe des FEM-Programms FIPSE ermittelten Werten überein. Die nachfolgende Tabelle soll die Abweichungen prozentual noch einmal verdeutlichen:

e/d	/BMS84/ N <sub>u2</sub> [MN]	Nachrechnung F <sub>R</sub> [MN]	$\delta = (F_R/N_{u2} - 1) \cdot 100$ [%]
0,10 konstant	4,50	4,65	+ 3,33
0,10 parabolisch	*) 4,50	4,20	- 6,67
0,20 konstant	3,00	3,35	+ 11,67
0,20 parabolisch	*) 3,00	3,30	+ 10,00

\*) Die Traglasten der Rechnungen aus /BMS84/ beziehen sich nur auf eine konstante bezogene Lastausmitte e/d

Tabelle 5.19: Vergleich der Traglasten der Nachrechnungen mit denen von /BMS84/

Eine Erklärung für dieses unbefriedigende Ergebnis einer einfachen Beschreibung des Tragvermögens 4-seitig gelagerter Wände ist sicher darin zu suchen, daß die Vereinfachung mit Hilfe einer bezogenen Traglast den Fortfall traglastbeeinflussender Parameter bewirkt. Zudem war es im Rahmen dieses Forschungsvorhabens auch aus zeitlichen Gründen nicht möglich, die Studie auf weitere hier als konstant angesetzte Parameter auszudehnen. So blieben der Einfluß der Betongüte, des Betonstahls sowie der Einfluß der Schlankheit von Beton- und Stahlbetonwänden in diesen Serienrechnungen völlig unberücksichtigt. Die Serienrechnungen haben nur einen Schlankheitsbereich  $h/d=15$  bis  $h/d=20$  erfassen können. Der Einfluß der Schlankheit  $h/d$  mag daher auch ein Grund für die großen Abweichungen zwischen relativ exakter FEM-Rechnung mit den Programmen DUPLA (/BMS84/) bzw. FIPSE (/Kie87/) und kubischer Näherung sein.

Die Abweichungen bei den 3-seitig gelagerten Wänden mögen zwar nicht so extrem ausfallen wie die bei den 4-seitig gelagerten Wänden, jedoch können von daher auch dort keine vertrauenswürdigen Ergebnisse erwartet werden.

#### 5.4.10 Ergebnisse der Vergleichsrechnungen

##### (a) Vergleichsrechnungen an Wänden mit mittiger Bewehrung

Die Rechnungen an Wänden mit mittiger Bewehrung zeigten gegenüber den Rechnungen an Wänden mit beidseitiger symmetrischer Bewehrung einen Traglastabfall von rund 5 - 10 %.

Bei den 4-seitig gelagerten Wänden konnte keine auffällige Abhängigkeit von der Breite festgestellt werden. Der Mittelwert des Traglastabfalls betrug 4,5 %, bei einer Standardabweichung von nur 1,65 %.

Bei den 3-seitig gelagerten Wänden lag der Traglastabfall mit 10,0 % wesentlich höher. Die Standardabweichung betrug 6,04 %. Bei genauerer Betrachtung der Ergebnisse erwies sich, daß diese Wände mit zunehmender Breite einen größeren Traglastabfall zeigten. Bei einer Breite von 1,50 m lag der Traglastabfall wie auch bei den 4-seitig gelagerten Wänden bei ca. 6 %. Eine Breite von 3,00 m erbrachte einen Traglastabfall von ca. 8 %. Deutlich größer war dieser Wert bei 6,00 m breiten Wänden mit ca. 16 %.

##### (b) Vergleichsrechnungen zum Einfluß der Systemteilung

Der Einfluß der Systemteilung auf die Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden zeigte bei den Rechnungen am 1/2-System gegenüber den Rechnungen am 1/1-System nur geringfügige Traglasteinbußen (0 - 3,8 %). Hingegen wiesen die Rechnungen am 1/4-System bei zwei der drei untersuchten Wände mit ca. 11 % einen deutlichen Traglastabfall auf. Damit wurde bestätigt, daß die Wahl der Systemteilung richtig war.

##### (c) Vergleichsrechnungen zum Einfluß der Elementteilung

Die aufgrund ihrer großen Anzahl von Elementen zeitaufwendigen Vergleichsrechnungen zum Einfluß der Elementteilung auf die Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden erbrachte bei der Wahl von quadratischen Elementen in einem Fall kaum einen Traglastanstieg (4,2 %), im anderen Fall waren es 10,3 %.

Sicher hat die Änderung der Systemteilung bereits zu einer Änderung der Traglast geführt. Wie jedoch aus den Vergleichsrechnungen



zur Systemwahl hervorging, hätte der Unterschied in der Größenordnung von ca. 4 % liegen müssen und nicht auf 10,3 % ansteigen dürfen. Immerhin bestätigte die eine Rechnung (4,2 % Traglaststeigerung) die Richtigkeit der Vergleichsrechnungen zur Systemteilung. Auf eine weitere Untersuchung mußte aus Zeitgründen verzichtet werden.

6. ENTWICKLUNG VON NÄHERUNGSANSÄTZEN AUFGRUND DER SERIENRECHNUNGEN

DIN 1045 enthält im Abschnitt 25.5 ein Rechen- und Bemessungsverfahren für mehrseitig gelagerte Wände. Je nach Art der Aussteifung der Wände ist die Knicklänge  $h_K$  in Abhängigkeit von der Geschoßhöhe  $h_s$  nach der Gleichung

$$h_K = \beta * h_s \quad (6.1)$$

in Rechnung zu stellen. Der Beiwert  $\beta$  ist je nach Lagerung der Wände und entsprechend dem Verhältnis der Geschoßhöhe  $h_s$  zur Wandbreite  $b$  nach folgenden Gleichungen zu ermitteln:

a) 2-seitig gehaltene Wände

$$\beta = 1,00 \quad (6.2)$$

b) 3-seitig gehaltene Wände

$$\beta = \frac{1}{1 + [h_s / (3 * b)]^2} \geq 0,3 \quad (6.3)$$

c) 4-seitig gehaltene Wände

c1) für  $h_s \leq b$ :

$$\beta = \frac{1}{1 + (h_s / b)^2} \quad (6.4)$$

c2) für  $h_s > b$ :

$$\beta = b / (2 * h_s) \quad (6.5)$$

Genaugenommen ist  $b$  der Abstand des freien Randes von der Mitte der aussteifenden Wand bzw. der Mittenabstand der aussteifenden Wände.

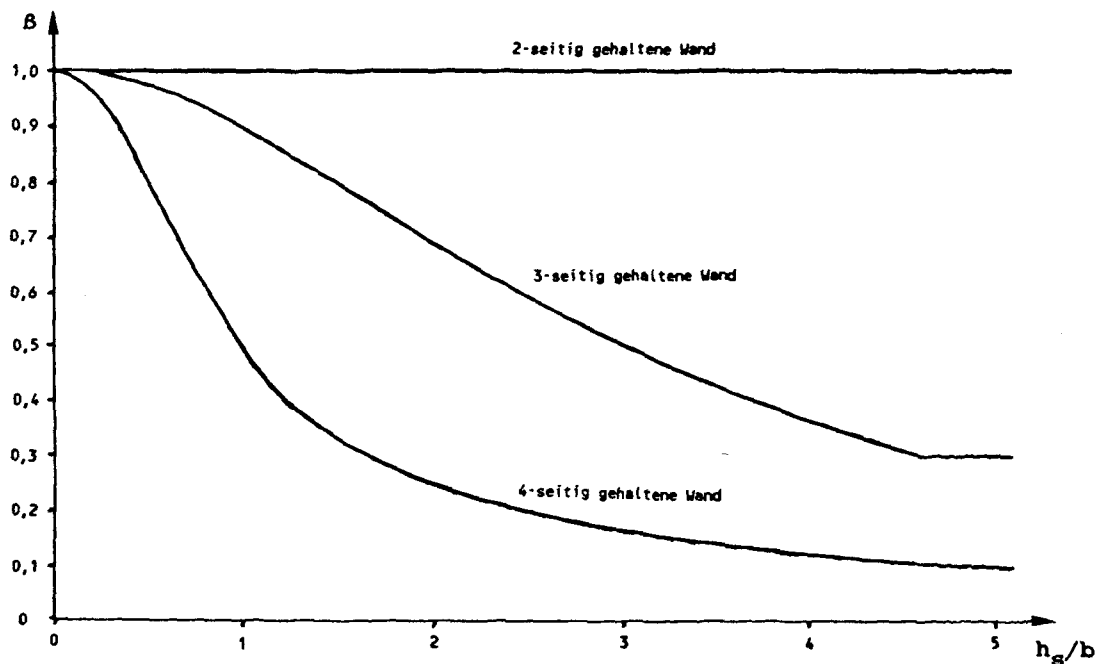


Bild 6.1: Beiwert  $\beta$  nach DIN 1045

Mit der so ermittelten Knicklänge  $h_K$  wird ein Knicksicherheitsnachweis an einer Ersatzstütze geführt. Hier fließen nun Belastung, Wandstärke, Betongüte, Anordnung und Güte der Bewehrung etc. ein. Das Stabilitätsproblem des Flächentragwerks Wand wird also durch den Beiwert  $\beta$  auf das Stabilitätsproblem des Stabtragwerks Stütze reduziert.

Grundsätzlich ist zu fragen, ob mit einem einfachen Beiwert  $\beta$  die Reduktion des zweidimensionalen Wandproblems auf das eindimensionale Stabproblem erfolgreich erfolgen kann. Dabei soll zunächst die Art und Weise der Ermittlung eines solchen Beiwertes noch nicht berücksichtigt werden. Zuerst einmal werden die wesentlichen Tragmechanismen untersucht:

Die Tragfähigkeit eines Beton- oder Stahlbeton-Standardstabes (beidseitig gelenkig gelagert) hängt neben anderen im wesentlichen von folgenden Parametern ab:

- Einaxiale Festigkeit des Betons
- Einaxiale Verformungseigenschaften des Beton- oder Stahlbetonstabes
- Querschnittsabmessungen (Betonkörper und Bewehrung)
- Schlankheit des Stabes in beiden Richtungen

- Anordnung der Bewehrung
- Art der Belastung (Längskräfte, Momente, Temperatur, Zwang)
- Kurzzeitbelastung oder ruhende Dauerlast

Ein Zusammenhang dieser Parameter in geschlossener mathematischer Form konnte bisher noch nicht gefunden werden.

Bei einem beliebig gelagerten Stabtragwerk entspricht die Knicklänge eines Einzelstabes dem Abstand der Wendepunkte seiner Verformungsfigur. Diese Verformungsfigur ist bei den Knickstäben im allgemeinen einfach zu ermitteln. Mit der Knicklänge wird in DIN 1045 noch das Sicherheitselement ungewollte Ausmitte  $e_v = s_K / 300$  verknüpft. Es wird also ein einheitliches Sicherheitskonzept für die verschiedenen Lagerungs- und Belastungsarten der Stäbe angegeben.

Die Tragfähigkeit von Beton- und Stahlbetonwänden ist demgegenüber nicht so einfach zu bestimmen. Es sind zusätzliche und kompliziertere Parameter zu berücksichtigen:

- Zweiaxiale Festigkeit des Betons
- Zweiaxiale Verformungseigenschaften des Betons
- Querschnittsabmessungen (Höhe, Breite, Länge, Bewehrung)
- Schlankheit in Längs- und Querrichtung
- Lagerungsart (2-, 3- oder 4-seitig)
- Art der Beanspruchung
- Drillbewehrung in den Wandecken
- Verhältnis der Längs- zur Querbewehrung
- Kurzzeitbelastung oder ruhende Dauerlast

Eine Knicklänge wie beim Stab kann beim Flächentragwerk nicht mehr angegeben werden. Auch ist die zugrundegelegte zweidimensionale Verformungsfigur, welche die geringste Traglast ergibt (erster Eigenwert), nicht in jedem Fall mit der identisch, die bei geringer Belastung auftritt. Es soll hier nur auf das bei den Wänden W 14 und W 15 ( $h/b=2,0$ ) experimentell und rechnerisch festgestellte Durchschlagen der Biegefigur bei ca. 80 % der Bruchlast hingewiesen werden (siehe auch Bild B 13 - B 16 des Anhanges B).

Die Serienrechnungen zeigten, daß eine höhere Querbewehrung wie erwartet zwar einen traglaststeigernden Einfluß hat, daß dieser aber bei der von uns untersuchten Parameterkonstellation nicht

entscheidend groß ist.

Grundsätzlich ist festzustellen, daß ein Flächentragwerk seine Lasten deutlich andersartig abträgt als ein Stabtragwerk. Eine einzelne gelenkig gelagerte Wandscheibe hat im Vergleich zum gelenkig gelagerten Einzelstab noch Systemreserven, die sich beispielsweise durch Änderung der Biegefigur in eine energetisch günstigere Form darstellen können. Weiterhin sind je nach Lagerung und Bewehrung Lastumlagerungen auf steifere, tragfähigere Bereiche möglich.

Trotz des deutlich verschiedenen Tragverhaltens zwischen Wand und Stütze erscheint die Reduktion des Problems durch Beiwerte  $\beta$  als zur Zeit einzig möglicher Weg einer praxisgerechten Bemessung. Wichtig ist jedoch, daß die Beiwerte  $\beta$  wohldurchdacht ermittelt werden. Sie sollten eine sichere, aber wirtschaftliche Bemessung erlauben.

Nach diesen Feststellungen kann nun die Frage gestellt werden, wie die Knicklängenbeiwerte  $\beta$  sinnvoll bestimmt werden können. Die in DIN 1045, Abschnitt 25.5.4.2 angegebenen Beiwerte sind mit Hilfe der linearelastischen Theorie festgelegt worden. Die Verminderung der Knicklänge bei 3- und 4-seitig gelagerten Wänden hängt im wesentlichen von der Quertragfähigkeit ab. Diese ist wiederum von der Querbewehrung abhängig. Da in der Querrichtung normalerweise keine Druckkraft auftritt, reißen die Wände aufgrund des zweiachsigen Lastabtrages vornehmlich in vertikaler Richtung auf. Dies haben die Versuche an den 4-seitig gelagerten Wänden gezeigt. Bei den von uns untersuchten 3-seitig gelagerten Wänden konnten wir feststellen, daß die Rißbildung unter  $45^\circ$  in einer der beiden 2-seitig gelagerten Ecken einsetzt. Bei den Versuchswänden führte diese Rißbildung zum sofortigen Versagen der Wand. Diese Zusammenhänge müssen in der Formulierung der Knicklängenbeiwerte berücksichtigt werden.

In den Serienrechnungen wurden 240 Traglasten für Wände mit verschiedenen Parametern ermittelt. Diese Traglasten sind in verschiedenen Traglastdiagrammen (Bilder C 1 bis C 3 und C 10 bis C 12) grafisch aufgetragen worden. Die Bilder C 1 bis C 3 für die 3-seitig gelagerten Wände zeigen den erwarteten Verlauf. Anders sieht das bei den 4-seitig gelagerten Wänden aus (vgl. Bilder C 10

bis C 12). Es wurden Traglasten ermittelt, die nicht in den überwiegend festgestellten Verlauf passen. Auch zusätzliche Berechnungen dieser "Ausreißer" mit anderen Laststufen und anderen Systemen brachten dieselben ungewöhnlichen Traglasten. Wie schon erwähnt, ist die Suche nach den Ursachen mit FIPSE aufgrund der ungenügend aufbereiteten Informationen äußerst schwierig und zeitaufwendig. Eine Begründung dieser "merkwürdigen" Ergebnisse kann sich daher nur auf Vermutungen stützen:

Es scheint so, als ob verschiedene 4-seitig gelagerte Wände aufgrund einer speziellen Parameterkonstellationen andere Versagensursachen aufweisen, als die Mehrzahl der untersuchten Wände. Nur so läßt sich beispielsweise erklären, daß eine Wand nach einer Verdoppelung der Querbewehrung eine geringere Traglast aufweist (z. B. Wände 107 und 108 oder 122 und 123 in Tabelle C 3). Hier muß die Versagensursache der beiden nur durch den Querbewehrungsanteil unterschiedenen Wände verschieden sein. Möglicherweise versagt die eine Wand infolge des Erreichens der Querschnittstragfähigkeit in vertikaler Richtung, die andere Wand hingegen in einer Wandecke aufgrund der von der höheren Querbewehrung begünstigten Umlagerung der Lasten zu den steiferen Wandecken. Aufgrund fehlender Informationen über das benutzte Rechenprogramm konnte eine sichere Begründung nicht gefunden werden. Trotz dieser Unstimmigkeiten in den Ergebnissen soll der prinzipielle Weg für die Herleitung eines Bemessungsverfahrens weiterverfolgt werden.

Wenn wie beim bisherigen Bemessungsverfahren die Bemessung auf den Knicksicherheitsnachweis einer Einzelstütze zurückgeführt werden soll, was sicherlich ein sinnvoller Weg ist, wäre folgendes Vorgehen denkbar:

Die Traglasten der Serienrechnungen werden in normierter Darstellung in Abhängigkeit von der Wandbreite dargestellt. Die Bilder C 1 bis C 9 für die 3-seitig gelagerten Wände und die Bilder C 10 bis C 18 für die 4-seitig gelagerten Wände zeigen die Zusammenfassung zu letztendlich drei Kurven mit unterschiedlichen  $e/d$ -Verhältnissen für jede der beiden untersuchten Lagerungsverhältnisse. Dabei zeigt sich, daß dies für die 3-seitig gelagerten Wände ohne große Genauigkeitseinbußen gut möglich ist, für die 4-seitig gelagerten Wände aufgrund der oben beschriebenen Unstimmigkeiten nicht mehr. Es treten hier große Streuungen auf.

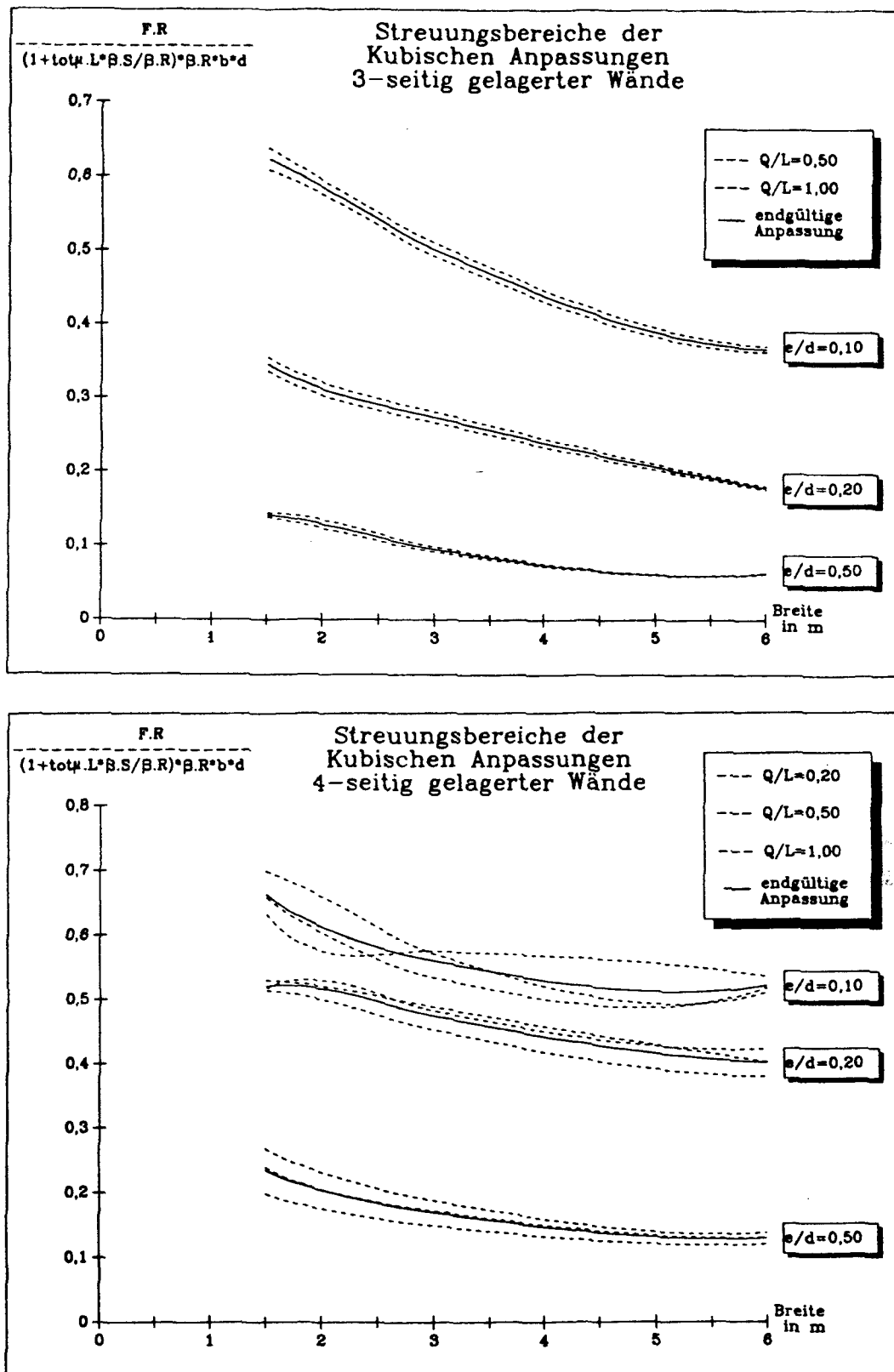


Bild 6.2: Kubische Anpassung der bezogenen Traglasten von 3- und 4-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$

In weiteren Rechnungen wurden Traglasten 1,0 m breiter Stützen mit den Spannungsdehnungslinien nach DIN 1045 ermittelt. Hierzu wurde das Programm STBSTG /Ols81/ verwendet. Die Traglastkurven sind in den Bildern C 22 bis C 25 dargestellt. Bei den Traglastrechnungen

der Stützen wurden auch die 1,5-fachen  $e/d$ -Verhältnisse berücksichtigt, da diese den wahren Lastausmitten in Wandmitte bzw. am freien Rand der Wand entsprechen.

Die Forderung an das Näherungsverfahren ist, daß die Ersatzstütze die gleiche Traglast aufweist wie die entsprechende Wand. Das heißt, daß für eine Wand mit einer gewählten Breite  $b$  (die Höhe war ja immer gleich  $h=300$  cm) und einer der drei bezogenen Lastausmitten ( $e/d=0,1$ ;  $0,2$  oder  $0,5$ ) die Traglast abgegriffen wird. Dann wird in den Traglastkurven der Stützen diejenige Knicklänge ermittelt, die zur selben Traglast führt. Der Knicklängenbeiwert  $\beta$  ergibt sich dabei aus dem Quotienten Knicklänge / Wandhöhe.

$$\beta = s_K(\text{Stab}) / h_{(\text{Wand})}$$

#### Beispiel:

Zunächst soll an einem Beispiel mit den absoluten Traglasten das prinzipielle Vorgehen anschaulich dargestellt werden:

Für die 3-seitig gelagerte Wand 1 mit den Parametern  $b=1,5$  m,  $d=0,15$  m,  $e/d=0,1$ ,  $\mu_1=0,3$  % und  $\mu_w/\mu_1=0,50$  wurde gemäß Tabelle C 1 eine Traglast von  $3,35$  MN ermittelt. Bild C 22 oben zeigt eine Traglastkurve einer gelenkig gelagerter Stütze, die diesen Parametern entspricht. Da den Stützenrechnungen eine Breite von  $1,0$  m zugrundegelegt wurden, muß die Traglast der Wand noch durch die Breite geteilt werden. Wir gehen also mit der Traglast  $F_R = 3,3 / 1,5 = 2,2$  MN/m in das Bild C 22 oben. Der Schnittpunkt mit der oberen Kurve ( $e/d = 0,1$ ) ergibt eine Knicklänge von  $2,46$  m. Die Wand 1 hat also die gleiche Traglast wie eine  $1,50$  m breite und  $2,46$  m hohe Stütze mit gleichem Bewehrungsgehalt und gleicher Lastausmitte. Wir ermitteln den Beiwert zu  $\beta = 2,46 / 3,00 = 0,82$ .

Ermitteln wir den  $\beta$ -Wert für 3-seitig gelagerte Wände nach DIN 1045, so ergibt sich  $\beta = 1 / [1 + (3 / 4,5)^2] = 0,69$ .

Mit den Ergebnisse der Serienrechnungen erhalten wir einen um  $(0,82 / 0,69 - 1) * 100 = 18,8$  % größeren Beiwert.



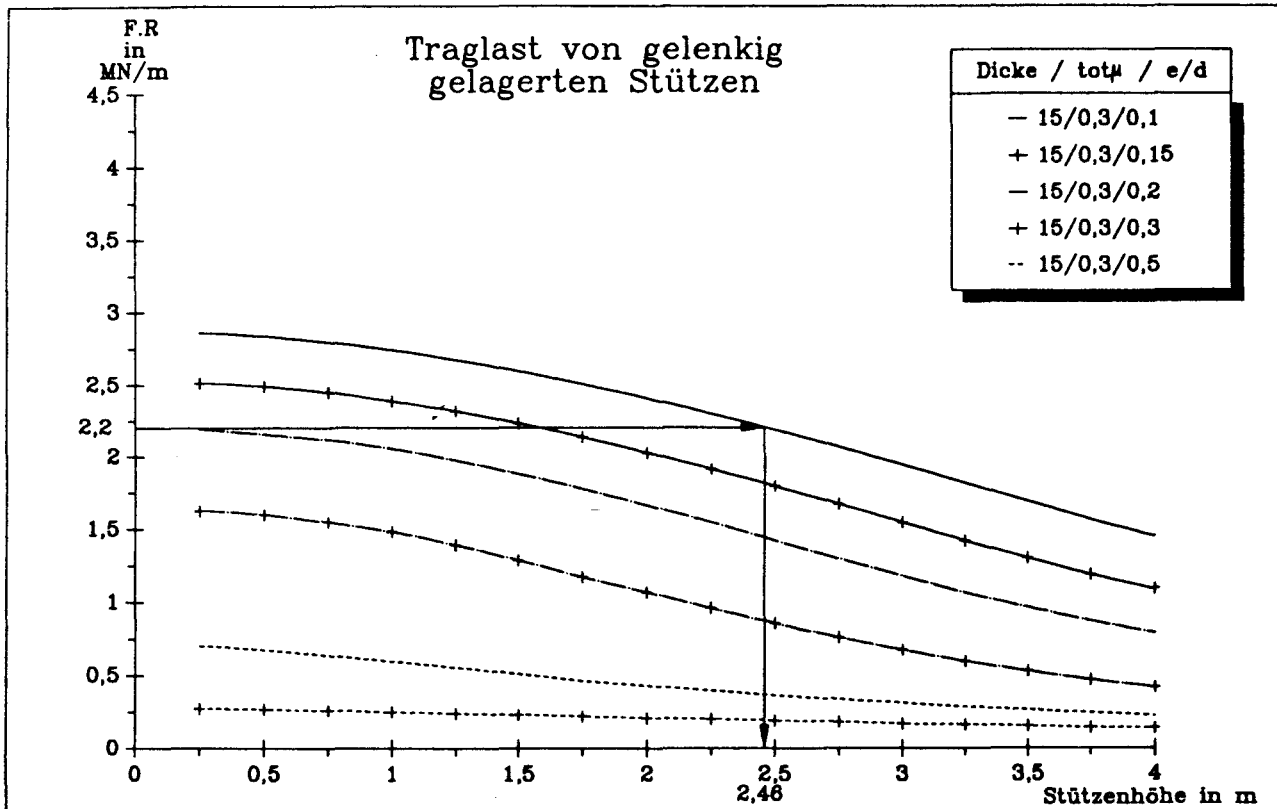


Bild 6.3: Beispielhafte Ermittlung eines Beiwertes  $\beta$

Die Umsetzung dieses theoretisch möglichen Vorgehens für alle 240 Einzelergebnisse ist jedoch im Rahmen dieses Vorhabens nicht möglich. Deshalb sollten die bezogenen Darstellungen der Bilder C 26 und C 27 weiterhelfen. Eine bezogene Darstellung der Stützentraglast ohne Unterscheidung der tatsächlichen Wandstärken und der Bewehrungsgehalte war wegen der großen Traglastunterschiede nicht möglich. Weiterhin zeigt sich, daß nur teilweise Schnittpunkte zwischen den Kurven der Wandtraglasten und denen der Stützentraglasten gefunden werden, die einen Beiwert  $\beta \leq 1,0$  ergeben. Das heißt, daß die Ersatzstütze eine größere Knicklänge haben kann, als die untersuchte Wand. Dies widerspricht jedoch der Vernunft. Eine mögliche Erklärung ist darin zu finden, daß die parabolisch angesetzte Lastausmitte eine deutlich kleinere Traglast zur Folge hat, als eine konstant angesetzte Lastausmitte. Immerhin ist die maximale Lastausmitte in Wandmitte bzw. am freien Rand um 50 % größer als die mittlere Lastausmitte. Einige Testrechnungen bestätigten diese Vermutung. Unter 5.4.9 sind Ergebnisse derartiger Vergleichsrechnungen an 4-seitig gelagerten Wänden in Tabelle 5.18 dargestellt. Der maximale Unterschied zwischen der Traglast, die auf eine konstante Lastausmitte zurückzuführen ist und der Trag-

last, die mit einer parabolischen Lastausmitte errechnet wurde, beträgt dort 10,7 %.

Deshalb wurden zusätzlich noch einmal die Stützentraglasten mit den 1,5-fachen Lastausmitten ( $e/d=0,15$ ; 0,30 und 0,75) ermittelt. Die Ergebnisse zusammen mit den Wandtraglasten sind in den Bildern C 28 und C 29 aufgetragen. Für die Lastausmitten  $e/d=0,1$  bzw. 0,2 ergeben sich nun deutlich mehr Schnittpunkte. Trotzdem kann diese Lösung nicht befriedigen.

Es muß festgestellt werden, daß die Ermittlung neuer Beiwerte  $\beta$  unter Zugrundelegung approximierter Traglastkurven nicht möglich ist. Es bleibt somit als einzig denkbare Lösung nur der oben beispielhaft aufgezeigte Weg. Die so ermittelten Beiwerte müssen anschließend zusammengefaßt werden zu je einer Kurve für verschiedene Querbewehrungsanteile. Dieser Weg ist jedoch mit der Finanzierung dieses Vorhabens und den großen bisherigen Aufwendungen nicht mehr möglich.

## 7. ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK

Der vorliegende Bericht gibt Rechenschaft über die Ergebnisse der experimentellen Untersuchungen an insgesamt 15 mehrseitig gelagerten, bewehrten und unbewehrten Betonwänden mit wirklichkeitsnahen Abmessungen. Die experimentellen Untersuchungen wurden in drei Teilprojekten in den Jahren 1977 bis 1985 am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der TU Braunschweig durchgeführt. Die begleitenden rechnerisch-theoretischen Untersuchungen zogen sich bis Mitte des Jahres 1989 hin.

Die Zusammenfassung der Abschlußberichte zu den drei Teilprojekten /Tim79, Kie82, BGS86/ erforderte der besseren Übersicht wegen eine einheitliche Darstellung der Ergebnisse. Dabei wurden die graphischen Darstellungen und Bezeichnungen der Anhänge zu den Teilprojekten 1 und 2 an den Anhang des Teilprojekts 3 angepaßt. Die Notwendigkeit einer Überarbeitung ergab sich nicht zuletzt auch als Folge der zwischenzeitlich eingeführten neuen SI-Einheiten.

Die Dokumentation der außerordentlich umfangreichen Datenmenge erfordert viel Platz und würde den zusammenfassenden Schlußbericht überlasten. Deshalb wurde die Datendokumentation auf drei Anhänge aufgeteilt. Der zusammenfassende Textteil kann naturgemäß nicht alle Einzelheiten enthalten, die in den drei Abschlußberichten zu den Teilprojekten angesprochen wurden; es wurde jedoch versucht, die wesentlichen Ergebnisse zu berücksichtigen. Detaillierte Informationen sind bei Bedarf den Abschlußberichten zu entnehmen, die in der Bibliothek des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz zur Einsichtnahme angefordert werden können.

Die aus finanziellen Gründen erforderliche Aufteilung der Versuchsarbeiten in drei Teilprojekte verhinderte naturgemäß eine zügige und konsequente Bearbeitung des Vorhabens. Außerdem führte die nach Hochschulgesetz begrenzte Verweildauer aus Drittmitteln besoldeter wissenschaftlicher Mitarbeiter dazu, daß jedes der Teilprojekte von einem anderen wissenschaftlichen Mitarbeiter betreut werden mußte. Auch die sehr aufwendige Versuchseinrichtung mußte mehrfach abgebaut und wieder erstellt werden, um zwischenzeitlich Platz für andere Untersuchungen in der Versuchshalle zu schaffen. Erhebliche Zusatzkosten in Verbindung mit diesen mehrfach wiederkehrenden Anlaufschwierigkeiten mußten überwunden wer-

den. Die Übertragung der bei einem Teilprojekt gewonnenen Erfahrungen bei der Versuchsdurchführung konnten nicht immer in wünschenswerter Weise auf die Durchführung des nächst folgenden Teilprojektes übertragen werden. Ein Teil der beobachteten Versuchsstreuungen ist sicherlich auf das Zusammenwirken der hier angedeuteten Schwierigkeiten zurückzuführen.

Die Durchführung der rechnerisch-theoretischen Untersuchungen zu diesem Forschungsvorhaben wurde durch die unzureichende Kapazität der Hochschulrechenanlage der TU Braunschweig bis in die allerletzten Jahre stark behindert und dementsprechend auch verzögert. Es wurden für die hier anstehenden, vergleichsweise sehr umfangreichen Rechenprogramme nur sehr begrenzt Rechenzeiten zur Verfügung gestellt, so daß der Zeitplan bei weitem nicht eingehalten werden konnte. Erst mit der Installation des CA-Pools der Fachbereiche 4 und 5 stand ab Herbst 1988 eine weitere Rechenanlage zur Verfügung, auf der das von M. Kiel entwickelte FEM-Programm FIPSE /Kie87/ bearbeitet werden konnte. Damit erst wurde es möglich, auch außerhalb des TU-Rechenzentrums umfangreiche Rechnungen durchzuführen. Trotz hoher Leistungsfähigkeit der nunmehr zur Verfügung stehenden Work-Station HP 9000/350 mußten etwa 6 Stunden Rechenzeit je Traglastrechnung (9 Laststufen und max. 15 Iterationen je Laststufe) aufgewendet werden, was deutlich hinter unseren Erwartungen zurückblieb.

Die rechnerischen Untersuchungen verfolgten zunächst das Ziel, den Verlauf der Bauteilversuche möglichst genau nachzuvollziehen. Wie in Kapitel 5 ausführlich dargestellt, liefert das hier verwendete FEM-Programm Traglasten, die sehr nahe an den experimentellen Traglasten liegen.

Die Ermittlung der Traglasten in den sogenannten Standardrechnungen, in denen die an Prüfkörpern ermittelten Werkstoffkenngrößen Eingang fanden, ergab bei den 4-seitig gelagerten Wänden mit einem Verhältnis von  $h/b=1,0$  einen Mittelwert von 0,977 bei einer Standardabweichung von 0,122.

Bei den 3-seitig gelagerten Wänden mit  $h/b=1,0$  liegen nur drei Versuchsergebnisse vor; die Nachrechnung kommt ebenfalls den Versuchstraglasten nahe mit einem Mittelwert von Rechnung / Versuch mit 1,026 bei einer Standardabweichung von 0,214.

Bei den 4-seitig gelagerten Wänden mit einem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  wurden rechnerisch deutlich zu kleine Traglasten ermittelt. Die Versuchsergebnisse hingegen liegen in der Größenordnung der für Wände mit einem Seitenverhältnis  $h/b=1,0$  gefundenen Werte bei einer Ausmittigkeit von  $e/d=0,2$ . Hier ist es offensichtlich noch nicht gelungen, die Rechenansätze dem tatsächlichen Tragverhalten entsprechend anzupassen.

Die Nachrechnungen bezüglich des Ausbiegungsverlaufes der Versuchswände zeigen vor allem bei den 4-seitig gelagerten Wänden fast ausschließlich schlechte Übereinstimmung zwischen Rechnung und Messung. Obwohl bei den Versuchen ein Höchstmaß an Genauigkeit sowohl bei der Herstellung als auch bei späteren Werkstoffprüfungen gefordert wurde, muß dennoch mit Steuungen unbekanntem Ausmaßes gerechnet werden, die dazu führten, daß Nachrechnung und Versuch keine übereinstimmenden Ergebnisse lieferten. Die Nachrechnung des Verformungsverhaltens der 3-seitig gelagerten Wände zeigte wesentlich bessere Übereinstimmungen mit den Versuchsergebnissen. Bei den 4-seitig gelagerten Wänden mit dem Seitenverhältnis  $h/b=2,0$  stand die Erfassung des Durchschlagens der zweiwelligen Ausbiegungsfigur in eine einwellige Ausbiegungsfigur im Vordergrund. Bei Verfeinerung der Rechenannahmen und entsprechend erhöhtem Aufwand konnten diese Verformungsvorgänge vergleichsweise gut rechnerisch wiedergegeben werden.

Kennzeichnend für die Schwierigkeiten des rechnerischen Nachvollzugs von Versuchen der hier anstehenden Art ist der Umstand, daß auch mit dem Rechenverfahren von Bergmann, Mehlhorn und Schäfer /BMS84/ keine wesentlich besseren Ergebnisse erzielt werden konnten. Im Endergebnis ist also festzustellen, daß ein umfassend befriedigendes Rechenprogramm, das sowohl die Traglasten wie auch die Verformungsvorgänge bei 4-seitig oder 3-seitig gelagerten Wänden in wirklichkeitsnaher Weise wiedergibt, noch nicht vorliegt. Hier sollten weitere Arbeiten ansetzen.

Weiterer erheblicher Aufwand wurde mit der Durchführung der sogenannten Serienrechnungen getrieben. Da es aus Kostengründen nicht möglich ist, so viele Wandversuche durchzuführen, um ein hinreichend dicht besetztes Feld von Versuchspunkten zur Entwicklung systematischer Zusammenhänge aufstellen zu können, wurden Serienrechnungen unter systematischer Veränderung der Eingangsparameter

durchgeführt. Die Ergebnisse sollen hier nicht nochmals wiedergegeben werden; sie sind in dem Anhang C zu finden.

Die beobachteten Versuchsstreuungen können verschiedene Ursachen haben; zunächst mag es nicht immer gelungen sein, die geplante Ausmitte an den belasteten Rändern auch tatsächlich richtig einzustellen. Darüberhinaus stellt sich hier die Frage, ob es z.B. bei einer 4-seitig gelagerten Wand überhaupt sinnvoll ist, eine ausmittige Linienlast bis an die Enden der belasteten Ränder heranzuführen, wo durch die Festhaltung des unbelasteten, hier anschließenden Randes eine Ausbiegung verhindert wird. Zweckmäßiger dürfte demgegenüber eine parabelförmig verlaufende Ausmitte sein, die jeweils an den Enden auf Null ausläuft. Dies ist auch bei den meisten Versuchen realisiert worden; zu bemerken ist, daß auch im Rahmen der Nachrechnungen diese Unterschiede im Verlauf der Ausmitte deutliche Auswirkungen zeigen. Unklar bleibt jedoch, wie solch eine parabelförmig verlaufende Ausmittigkeit der belasteten Ränder, etwa gegenüber dem Tragverhalten eines nur 2-seitig gehaltenen Wandstreifens zu bewerten ist.

Eine weitere, wesentliche Quelle von Versuchsstreuungen und Deutungsunsicherheiten ist die Lagerung der unbelasteten Wandränder. Dort werden Ausbiegungen quer zur Wandfläche mit Sicherheit verhindert, doch sollen Verdrehungen des Wandrandes nicht behindert werden. Werden jedoch in Querrichtung Druckkräfte aufgebaut, tritt sicherlich eine Behinderung der Verdrehung dieser unbelasteten Wandränder auf. Weiterhin sollte ein Abfließen eines Teiles der aufgebrachten Last über die Halterung der unbelasteten Ränder vermieden werden. Auch dies kann nicht mit Sicherheit eingehalten werden.

Schließlich erwies sich die Herstellung der Wände in betontechnologischer Hinsicht als sehr heikel: Die Forderung nach gleichmäßiger Frischbetonverdichtung und lunkerfreiem Betongefüge konnten stellenweise nicht befriedigend eingehalten werden. Dies wurde u.a. auch in den Eckbereichen beobachtet, wo andererseits vielfach das Versagen seinen Ausgang nahm.

Trotz dieser unbefriedigenden Ausgangssituation kann gezeigt werden, daß die Ergebnisse der Wandversuche in einigermaßen befriedigender Nähe zu den Ergebnissen theoretischer Überlegungen

über die Tragfähigkeit von Wänden liegen. Auch die Ergebnisse der Serienrechnungen ordnen sich in diesem Bild ein, wenngleich in der Tendenz unbefriedigende Verläufe des angedeuteten Streubereiches auftreten; dieser ist im übrigen durch die vorbeschriebenen beiden möglichen Annahmen über den Verlauf der Ausmitte bedingt. Da die Serienrechnungen ausschließlich von einem parabolischen Ausmittungsverlauf ausgingen, wurden dazu denn auch weitere Rechnungen durchgeführt, um diesen Streubereich mit Hilfe rechnerischer Methoden aufzuzeigen. Zur Erläuterung der folgenden Darstellungen wird ausgeführt:

Gegenüber nur 2-seitig gehaltenen Wandstreifen zeigen 3- und 4-seitig gehaltene Wände eine geringere "wirksame" Schlankheit; das Verhältnis zur Schlankheit des beiderseits gelenkig gelagerten, 2-seitig gehaltenen Wandstreifens wird durch die Verhältniszahl  $\beta$  ausgedrückt.

Bild 7.1 zeigt Werte  $\beta$  nach DIN 1045 und zusätzlich einige aufgrund theoretischer Überlegungen gewonnenen  $\beta$ -Verläufe für 3-seitig gehaltene Wände mit  $h=3,0$  m und  $b=2,0, 3,0$  und  $4,0$  m. Es zeigt sich - wie erwartet - eine Annäherung der  $\beta$ -Werte an die vorsichtig gewählten Werte nach DIN 1045 mit zunehmender Wandbreite  $b$ . Geringe Wandbreiten  $b$  führen bei einer 3-seitig gehaltenen Wand in die Nähe der 4-seitig gehaltenen Wand.

Wie aus Bild 7.1 weiter zu erkennen ist, ist der Einfluß der Wandbreite bei 4-seitig gelagerten Wänden wesentlich geringer als bei den 3-seitig gelagerten Wänden. Die Kurve für 4-seitig gelagerte  $3,0$  m breite Wände entspricht dabei nahezu dem Verlauf nach DIN 1045; für  $h/b \leq 2,0$  liegt er allerdings auf der unsicheren Seite. Wie erwartet liegt die Kurve für  $2,0$  m breite 4-seitig gelagerte Wände auch hier auf der sicheren Seite unter der nach DIN 1045.

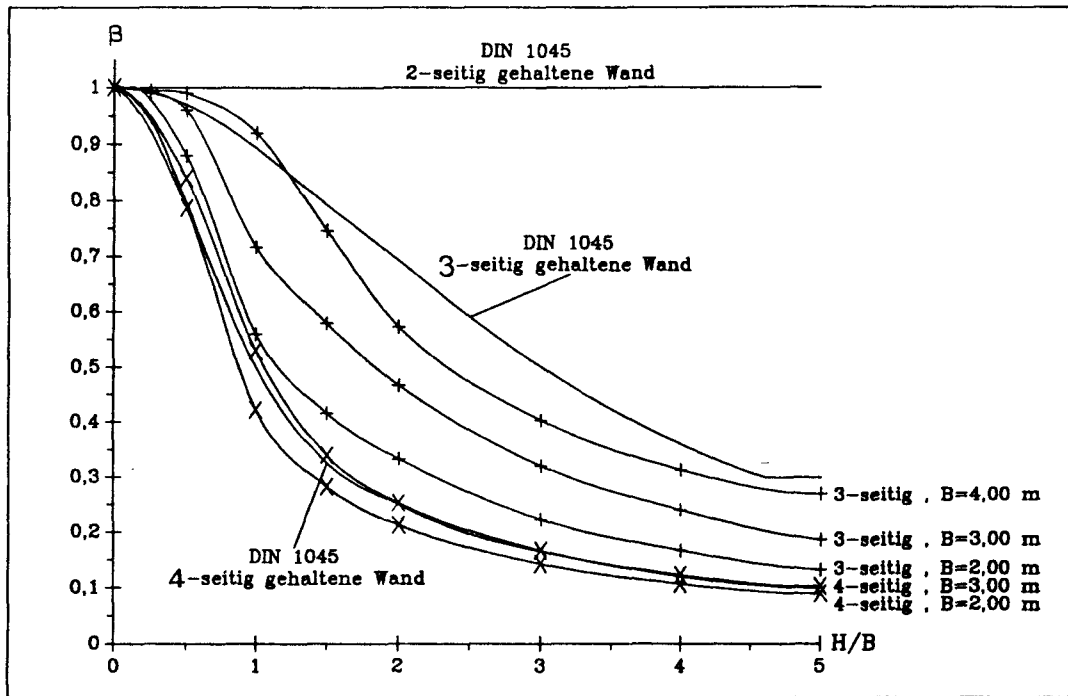


Bild 7.1:  $\beta$ -Werte nach DIN 1045 und rechnerisch ermittelte für 3-seitig und 4-seitig gelagerte Wände

Mit Hilfe dieser Zusammenhänge wurden die folgenden Darstellungen entwickelt.

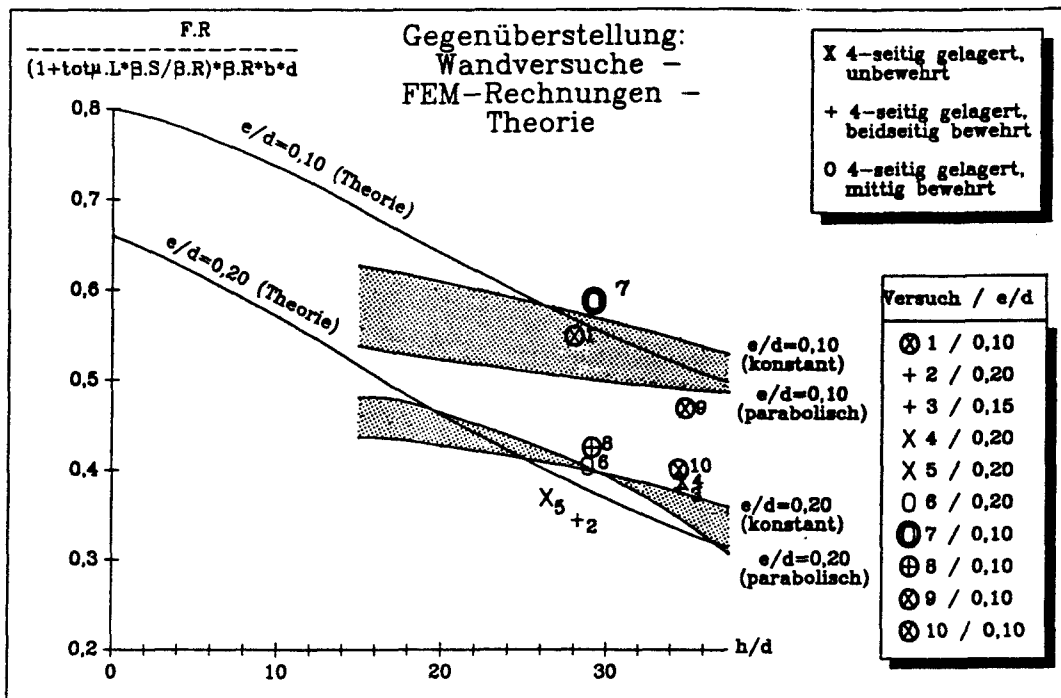


Bild 7.2: Bezogene Traglasten 4-seitig gelagerter Wände der Wandversuche W 1 - W 10, der Serienrechnungen und theoretischen Überlegungen in Abhängigkeit von der Schlankheit  $h/d$



Es ging hierbei vor allem darum zu zeigen, daß die Bruchlasten der Wandversuche vergleichsweise befriedigend mit theoretisch abgeleiteten Traglastkurven übereinstimmen. Bei diesen Kurven - für  $e/d=0,1$  und  $e/d=0,2$  dargestellt - blieb die ungewollte Ausmitte  $e_v=s_k/300$  gem. DIN 1045, Gl. 13 außer Ansatz.

Ein Vergleich der Versuchswerte mit den Ergebnissen der Serienrechnungen und einer theoretischen Lösung zeigt:

Die Versuchswerte mit  $e/d=0,1$  zeigen größere Streuungen als jene für  $e/d=0,2$ . Insbesondere weicht Versuch 8,  $e/d=0,1$ , beidseitig bewehrt, erheblich ab; möglicherweise liegen Inhomogenitäten infolge von Verdichtungsmängeln vor. Die Versuche 9 und 10, beide unbewehrt, zeigen gegenüber den theoretischen Werten für  $e/d=0,1$  erhebliche Abweichungen, die möglicherweise mit den höheren Schlankheiten und demgemäß erhöhten Empfindlichkeiten gegenüber Imperfektionen im Vergleich zu Versuch 1 zu erklären sind.

Die Versuchswerte für  $e/d=0,2$  gruppieren sich vergleichsweise befriedigend um die theoretisch ermittelten Traglastverläufe.

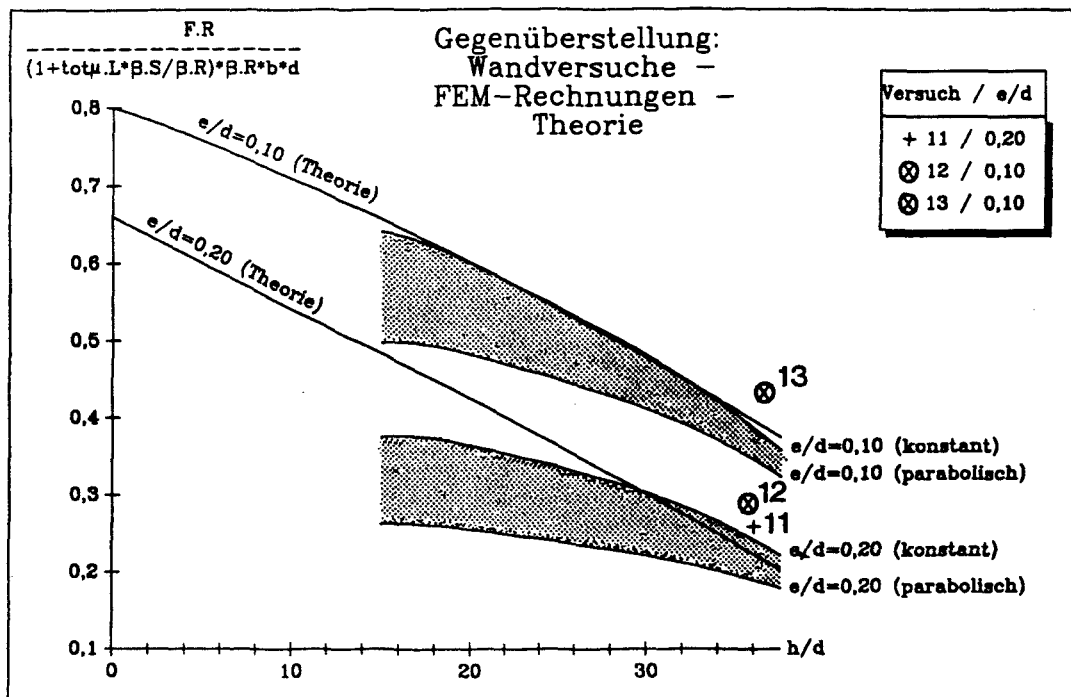


Bild 7.3: Bezogene Traglasten 3-seitig gelagerter Wände der Wandversuche W 11 - W 13, der Serienrechnungen und theoretischer Überlegungen in Abhängigkeit von der Schlankheit  $h/d$

Bild 7.3 gibt eine ähnliche Darstellung wie in Bild 7.2 für 3-seitig gehaltene Wände mit  $h/b=1,0$ .

Bemerkenswert ist, daß beide Auswertungen keinen überzeugenden Unterschied zwischen unbewehrter und - vergleichsweise schwach - bewehrten Wänden aufzeigen. Allerdings wurde aus detaillierten Untersuchungen die Empfehlung abgeleitet, die Querbewehrung, insbesondere bei langen, 3-seitig gehaltenen Wänden nicht nur mit dem 0,2-fachen, sondern besser mit dem 0,5-fachen Bewehrungsgehalt der Tragrichtung auszuführen, was in den Serienrechnungen auch Berücksichtigung fand.

Bei 4-seitig gehaltenen Wänden genügt eine Querbewehrung des 0,2-fachen der Längsbewehrung.

Die Knicksicherheitsnachweise für Wände nach DIN 1045 können beibehalten werden; eine Änderung im Rahmen des EC 2 ist zu erwarten.

8. LITERATUR

- /Aas79/ Aas-Jakobsen, K.:  
Buckling of Slender Walls.  
Contribution to C.E.B. Com. III "Buckling and  
Instability", Oslo, 1979.
- /ACI51/ ACI Committee 318:  
Building Code Requirements for Reinforced Concrete  
(ACI 318-51)  
American Concrete Institute, Detroit, 1951.
- /BGS86/ Bozorgzadeh, M.E., Grzeschkowitz, R. und Schönhoff, B.:  
Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben:  
B I 6-80 01 83-6  
"Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände,  
3. Stufe".  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,  
TU Braunschweig, Juni 1986.
- /BMS84/ Bergmann, V., Mehlhorn, G. und Schäfer, H.G.:  
Ermittlung der Tragfähigkeit schlanker, stabilitäts-  
gefährdeter Platten und Wände aus Stahlbeton.  
Forschungsberichte aus dem Institut für Massivbau der  
TH Darmstadt, Heft Nr. 49, 1984.
- /DIN/ DIN 1045 - Beton- und Stahlbetonbau, Bemessung und  
Ausführung.  
Ausgabe Januar 1972 und Dezember 1978.
- /Ebb75/ Ebbinghaus, P.:  
Herleitung eines Verfahrens zur Berechnung von  
Stahlbetonscheiben unter Berücksichtigung der  
Rißentwicklung.  
Dissertation TH Aachen, 1975.
- /EHR53/ Ernst, G.C., Hromadik, J.J. und Riveland, A.R.:  
Inelastic Buckling of Plain and Reinforced Concrete  
Columns, Plates and Shells.  
Collage of Engineering and Architecture, University of  
Nebraska, Bulletin No. 3, August 1953.

- /Ern52/ Ernst, G.C.:  
Stability of Thin-Shelled Structures.  
Proc. Amer. Concrete Institute, Vol. 49, p. 277, 1952.
- /Gei76/ Geistefeldt, H.:  
Stahlbetonscheiben im gerissenen Zustand. - Berechnung  
mit Berücksichtigung der rißabhängigen Schubsteifigkeit  
im Materialgesetz.  
Dissertation TU Braunschweig, 1976.
- /Gir56/ Girkmann, K.:  
Flächentragwerke: Einführung in die Elastostatik der  
Scheiben, Platten, Schalen und Faltwerke.  
Springer-Verlag, Wien, 1956.
- /Grü74/ Grünberg, J.:  
Berechnung von ebenen Stahlbetonflächentragwerken im  
gerissenen Zustand mit der Methode der finiten  
Elemente.  
Werner-Verlag, Düsseldorf, 1974.
- /Grz88a/ Grzeschkowitz, R.:  
Erweiterung von Traglastprogrammen für schlanke Stahl-  
betondruckglieder.  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der  
TU Braunschweig, 1988.
- /Grz88b/ Grzeschkowitz, R.:  
Zum Trag- und Verformungsverhalten schlanker Stahl-  
betonstützen unter besonderer Berücksichtigung der  
schiefen Biegung.  
Dissertation, Institut für Baustoffe, Massivbau und  
Brandschutz der TU Braunschweig, 1988.
- /Han73/ Hansson, V.:  
Zur praktischen Berechnung von Scheiben mit beliebiger  
Geometrie und allgemeinem Materialgesetz.  
Konstruktiver Ingenieurbau Berichte, Heft 14,  
Ruhr - Universität Bochum, Vulkan-Verlag, Essen, 1973.

- /Her76/ Herzog, M.:  
Die Membranwirkung in Stahlbetonplatten nach Versuchen.  
Beton- und Stahlbetonbau, S. 270-275, 11/1976.
- /IRB81/ Informationverbundzentrum Raum und Bau  
Literaturrecherche zum Thema: "Beulen von Platten und  
Wänden".  
Stuttgart, 1981.
- /Kas68/ Kasparek, K.H.:  
Über den Einfluß der Bewehrung und den Schnittkraft-  
verlauf auf die Traglasten exzentrisch beanspruchter  
Stahlbetondruckglieder mit Rechteckquerschnitt.  
Dissertation TH Darmstadt, 1968.
- /Kes79/ Kesting, K.:  
Berechnung von Stahlbetonwänden und Platten unter  
Berücksichtigung geometrischer und physikalischer  
Nichtlinearität.  
Dissertation Dortmund, 1979.
- /Kie82/ Kiel, M.:  
Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben:  
B I 5-80 01 80-18  
"Stabilität mehrseitig gelagerter Betonwände,  
2. Stufe".  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,  
TU Braunschweig, Mai 1982.
- /Kie87/ Kiel, M.:  
Nichtlineare Berechnung ebener Stahlbetonflächentragwerke  
unter Einschluß von Brandbeanspruchung.  
Dissertation TU Braunschweig, 1987.
- /KKM/ Klein, D., Kristjansson, R. und Mehlhorn, G.:  
Benutzeranleitung für das Programmsystem "DUPLA".  
Darmstadt, ohne Jahresangabe.
- /K-L66/ Kukulski, W. und Lugez, J.:  
Résistance des murs en béton non armé soumis à des  
charges verticales.  
Cahiers du C.S.T.B., No. 79, Cahier 681., Avril 1966

- /Kri77/ Kristjansson, R.:  
Physikalisch und geometrisch nichtlineare Berechnung  
von Stahlbetonplatten mit Hilfe Finiter Elemente.  
Dissertation TH Darmstadt, 1977.
- /K-S73/ Kordina, K. und Storkebaum, K.-H.:  
Untersuchungen über die Traglasten ausmittig  
beanspruchter Stahlbetonwände.  
Schlußbericht zum Forschungsvorhaben KZ:  
I A 6-0.221.302 (685 2), Institut für Baustoffkunde und  
Stahlbetonbau der TU Braunschweig, 1973.
- /Kup79/ Kupfer, H.:  
Das Verhalten des Betons unter mehrachsiger Kurzzeit-  
belastung unter besonderer Berücksichtigung der zwei-  
achsigen Beanspruchung.  
DAfStb, Heft 229, Berlin, 1979.
- /Lar59/ Larsson, L.E.:  
Bearing Capacity of Plain and Reinforced Concrete  
Walls.  
Dissertation Göteborg, 1959.
- /Lin76/ Link, J.:  
Eine Formulierung des zweiaxialen Verformungs- und  
Bruchverhaltens von Beton und deren Anwendung auf die  
wirklichkeitsnahe Berechnung von Stahlbetonplatten.  
Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 270, Berlin,  
1976.
- /L-S71/ Levy, M. und Spira, E.:  
Carrying Capacity of Plain and Reinforced Concrete  
Walls.  
RILEM-Symposium on Experimental Analysis of Instability  
Problems on Reduced and Full-Scale Models.  
Buenos Aires, Argentina, 1971
- /Ols81/ Olsen, P.C.:  
Benutzeranleitung für die Programme STBSTG und STBSTS.  
Interner Bericht des Instituts für Baustoffe, Massivbau  
und Brandschutz der TU Braunschweig, 1981.

- /O-E77/ Oberlender, G.D. und Everard, N.J.:  
Investigation of Reinforced Concrete Walls.  
ACI Journal, June 1977.
- /Qua70/ Quast, U.:  
Geeignete Vereinfachungen für die Lösung des Trag-  
lastproblems der ausmittig gedrückten prismatischen  
Stahlbetonstütze mit Rechteckquerschnitt.  
Dissertation TU Braunschweig, 1970.
- /Ric86/ Richter, E.:  
Spannungs-Dehnungslinien zur Berechnung des Trag- und  
Verformungsverhaltens von Konstruktionsbauteilen unter  
Feuerangriff.  
Arbeitsbericht 1984-1986 des Sonderforschungsbereichs  
148, Braunschweig, 1987.
- /R-H77/ Rhodes, J. und Harvey, J.M.:  
Examination of Plate Post-Buckling Behaviour.  
Journal of the Engineering Mechanics Division,  
pp. 461-478, June 1977.
- /R-N35/ Richart, F.E. und Newmark, N.:  
The Strength of Monolithic Concrete Walls.  
University of Illinois Engineering Experiment Station,  
Bulletin No. 277 pp. 36, 1935.
- /Sch76/ Schäfer, H.:  
Zur Berechnung von Stahlbetonplatten.  
Dissertation TH Darmstadt, 1976.
- /Sed56/ Seddon, A.E.:  
Concrete Walls in Compression under Short-Term Axial  
and Eccentric Loads.  
IVBH-Abhandlungen, Vol. 16, 1956.
- /Sed56/ Seddon, A.E.:  
The Strength of Concrete Walls under Axial and  
Eccentric Loads.  
Symposium on The Strength of Concrete Structures,  
Cement and Concrete Association, London, Paper D. 1.,  
May 1956

- /Spä73/ Späth, H.:  
Spline-Algorithmen zur Konstruktion glatter Kurven und  
Flächen.  
Verlag R. Oldenbourg, München-Wien, 1973.
- /S-R74/ Swartz, S.E. und Rosebraugh, V.H.:  
Buckling of Reinforced Concrete Plates.  
Journal of the Structural Division, January 1974.
- /SRB74/ Swartz, S.E., Rosebraugh, V.H. und Berman, M.Y.:  
Buckling Tests on Rectangular Concrete Panels.  
ACI Journal, p. 33, January 1974.
- /Sto77/ Storkebaum, K.-H.:  
Ein Beitrag zur Traglastermittlung von vierseitig  
gelagerten Stahlbetonwänden.  
Dissertation TU Braunschweig, 1977.
- /Tim79/ Timm, R.:  
Abschlußbericht zum Forschungsvorhaben:  
B I 5 - 80 01 75 - 43  
"Stabilität von Betonwänden, 1. Stufe".  
Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,  
TU Braunschweig, Juli 1979.
- /Weg74/ Wegner, R.:  
Tragverhalten von Stahlbetonplatten mit nichtlinearen  
Materialgesetzen im gerissenen Zustand -  
Finite-Element-Methode.  
Bericht Nr: 74-11 aus dem Institut für Statik der  
TU Braunschweig, 1974.
- /Wie70/ Wiegand, E.:  
Ein Beitrag zur Beulstabilität von Stahlbetonwänden mit  
nichtlinear-elastischem Werkstoffgesetz.  
Dissertation TH Darmstadt, 1970.
- /W-U73/ Wiegand, E. und Uhlisch, D.:  
Tafeln zur Traglastermittlung von Stahlbetonwänden.  
Darmstadt, 1973, bisher nicht veröffentlicht.



- /Yam59/ Yamaki, N.:  
Postbuckling Behaviour of Rectangular Plates with Small  
Initial Curvature Loaded in Edge Compression.  
Journal of Applied Mechanics, pp. 407-414,  
September 1959.
- /ZMS80/ Zerna, W., Mungan, I. und Steffen, W.:  
Bestimmung der Beulsicherheit von Schalen aus Stahl-  
beton unter Berücksichtigung der physikalisch nicht-  
linearen Materialeigenschaften.  
DAfStb, Heft 315, Berlin, 1980.

**Anhang A zum**

**Schlußbericht**  
**des Forschungsvorhabens**  
**"Stabilität mehrseitig gelenkig gelagerter Betonwände"**

**Darstellung der Versuchsanlage**  
**und der Meßergebnisse**

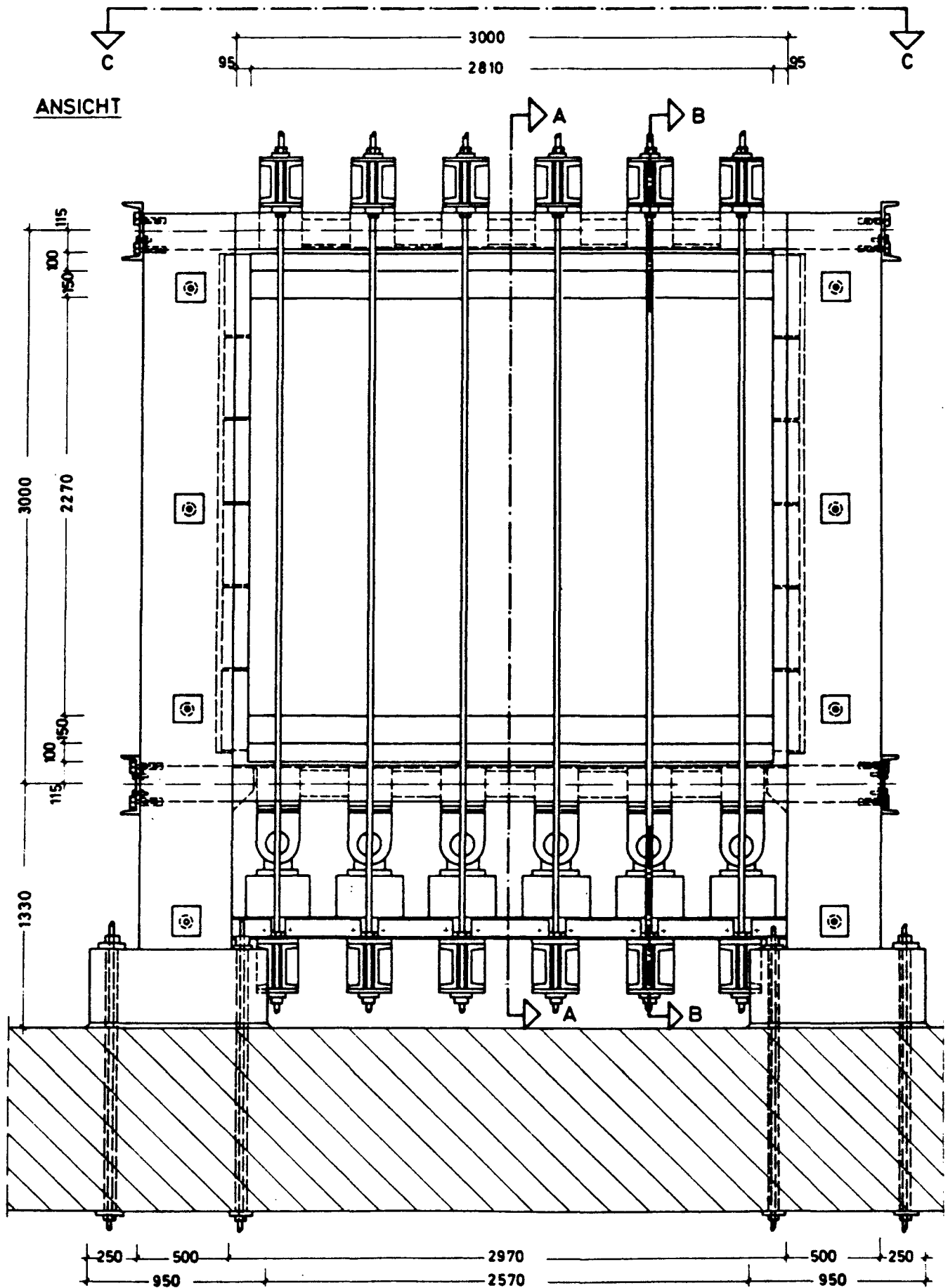
**bearbeitet von**

**Dipl.-Ing. M. Ebrahim Bozorgzadeh**  
**Dr.-Ing. Rainer Grzeschkowitz**  
**cand. ing. Andreas Menzel**

**Braunschweig im Juli 1989**

Inhaltsverzeichnis

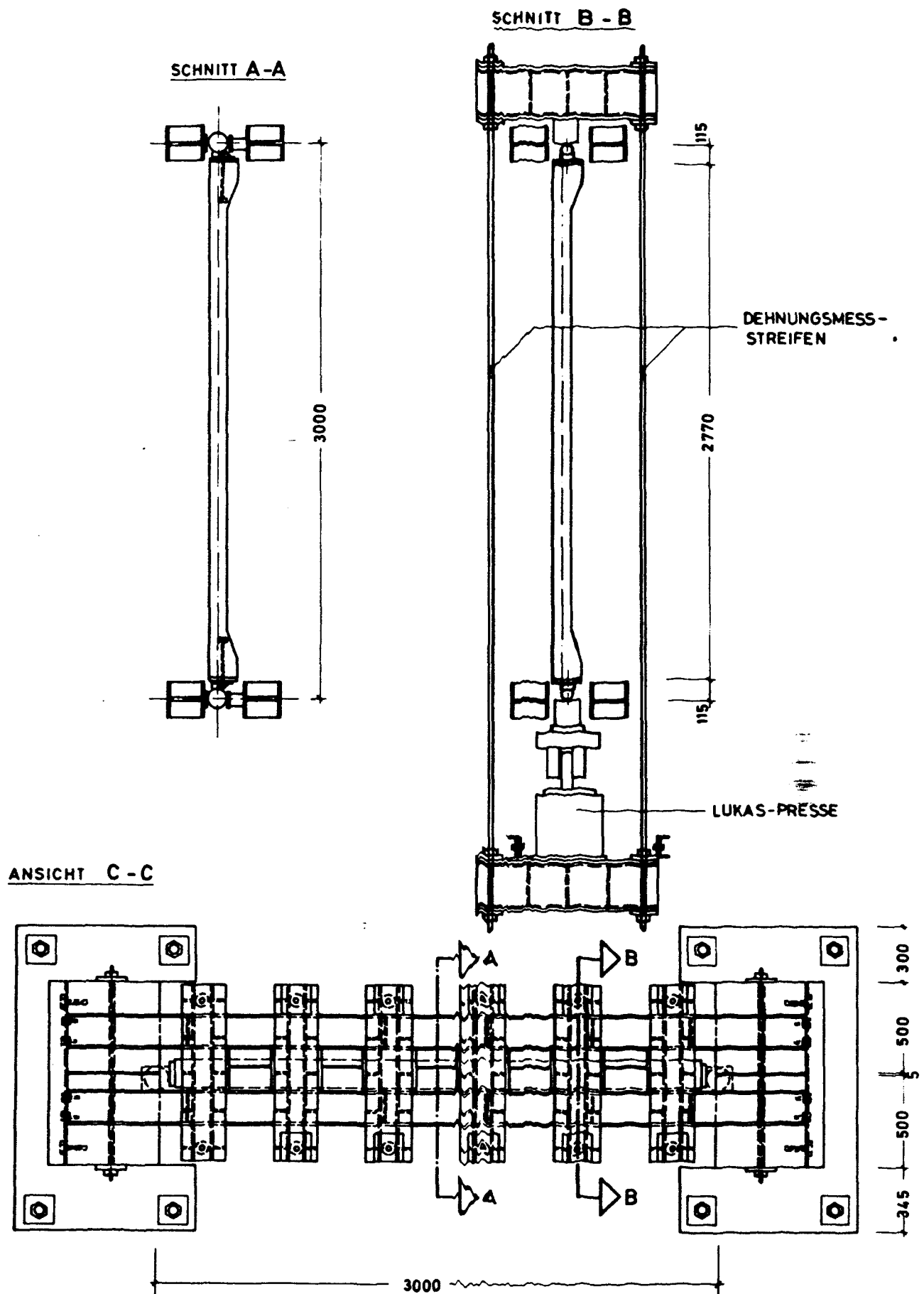
Versuchskörper und Belastungskonstruktion der Versuchswände W 1 - 15	A 2
Versuchskörper und Lagerung der Versuchswände W 1 - 15	A 10
Bewehrungsanordnung am freien Rand der Versuchswände W 11 - 13	A 14
Hauptparameter und Versuchsergebnisse der Versuchswände W 1 - 15	A 16
Versuchswand W 1	A 23
Versuchswand W 2	A 43
Versuchswand W 3	A 63
Versuchswand W 4	A 83
Versuchswand W 5	A 103
Versuchswand W 6	A 123
Versuchswand W 7	A 145
Versuchswand W 8	A 167
Versuchswand W 9	A 189
Versuchswand W 10	A 211
Versuchswand W 11	A 233
Versuchswand W 12	A 255
Versuchswand W 13	A 277
Versuchswand W 14	A 299
Versuchswand W 14/1	A 301
Versuchswand W 14/2	A 329
Versuchswand W 15	A 355



A n s i c h t: Versuchskörper und Belastungskonstruktion

B I L D A 1

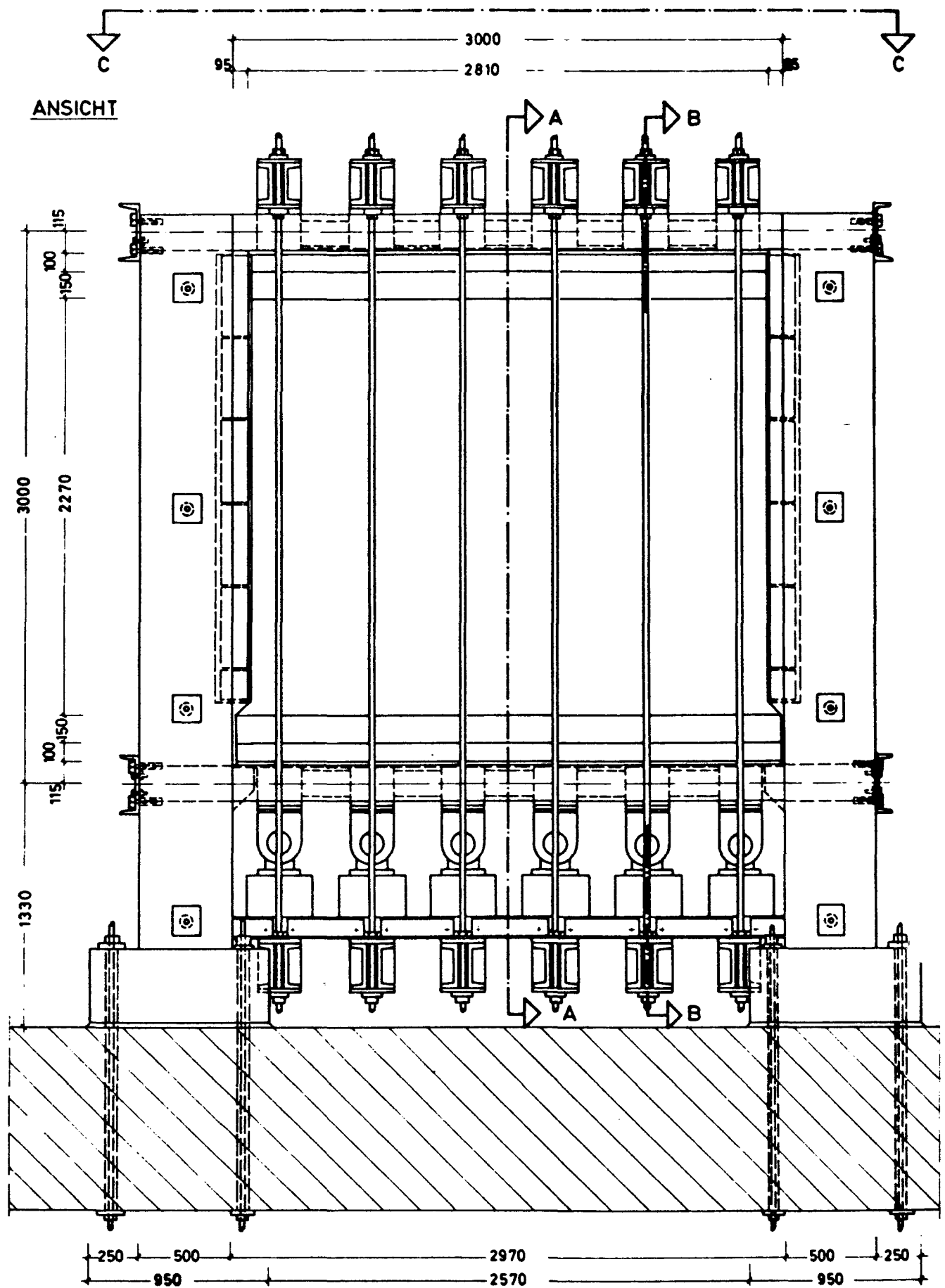
Versuchswände W 1 - 5



Schnitte: Versuchskörper und Belastungskonstruktion

B I L D A 2

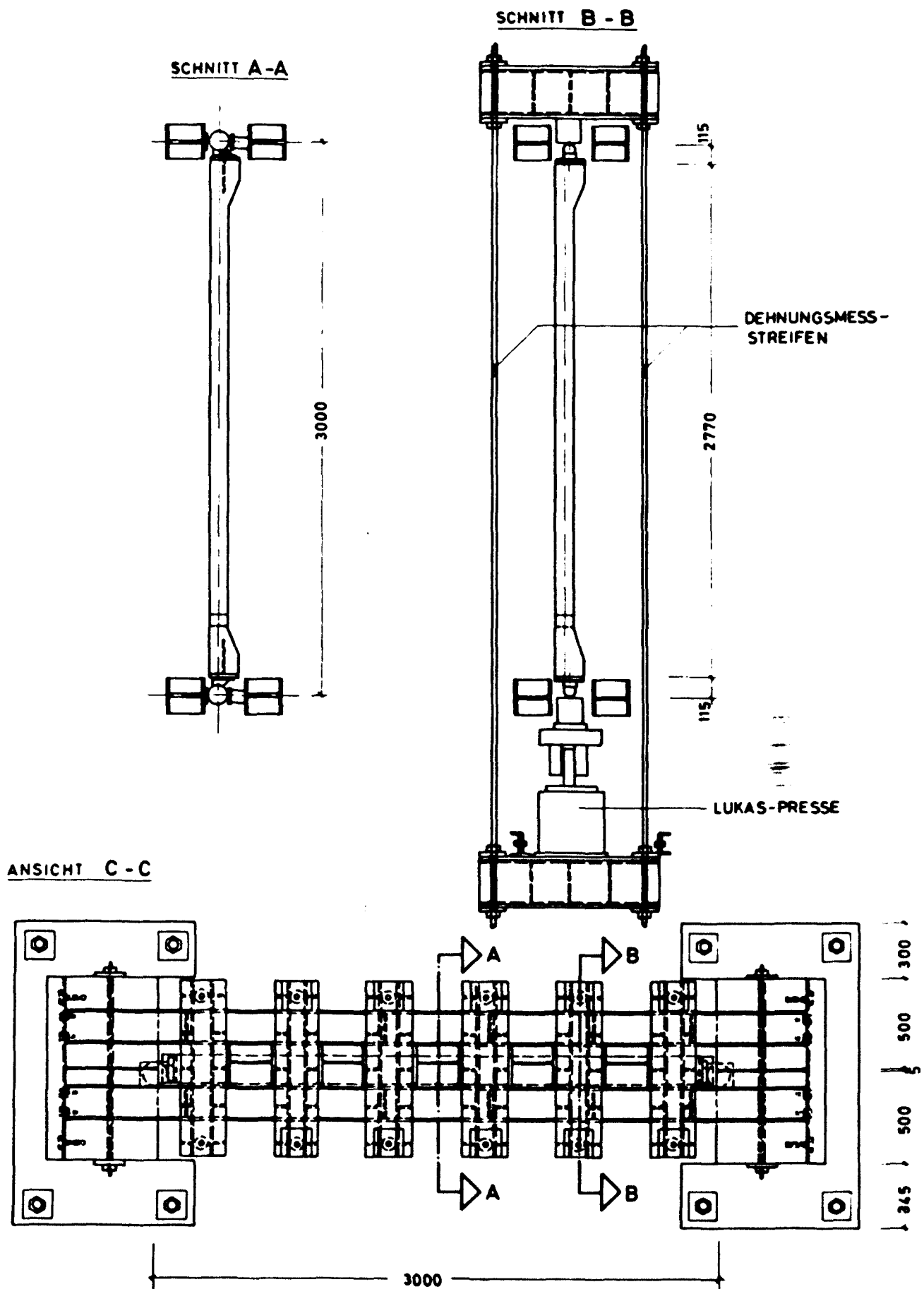
Versuchswände W 1 - 5



A n s i c h t: Versuchskörper und Belastungskonstruktion

B I L D A 3

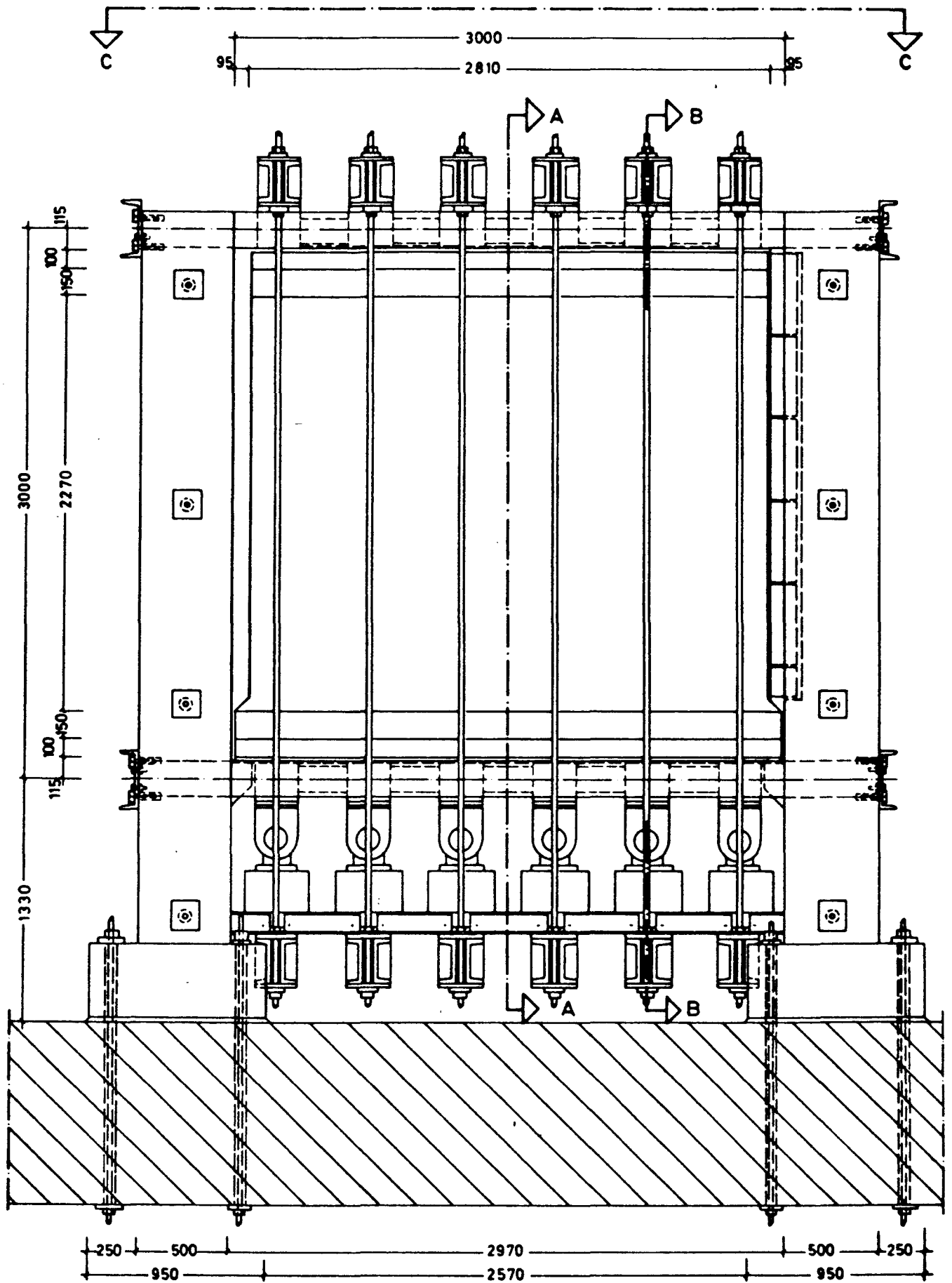
Versuchswände W 6 - 10



Schnitte: Versuchskörper und Belastungskonstruktion

B I L D A 4

Versuchswände W 6 - 10

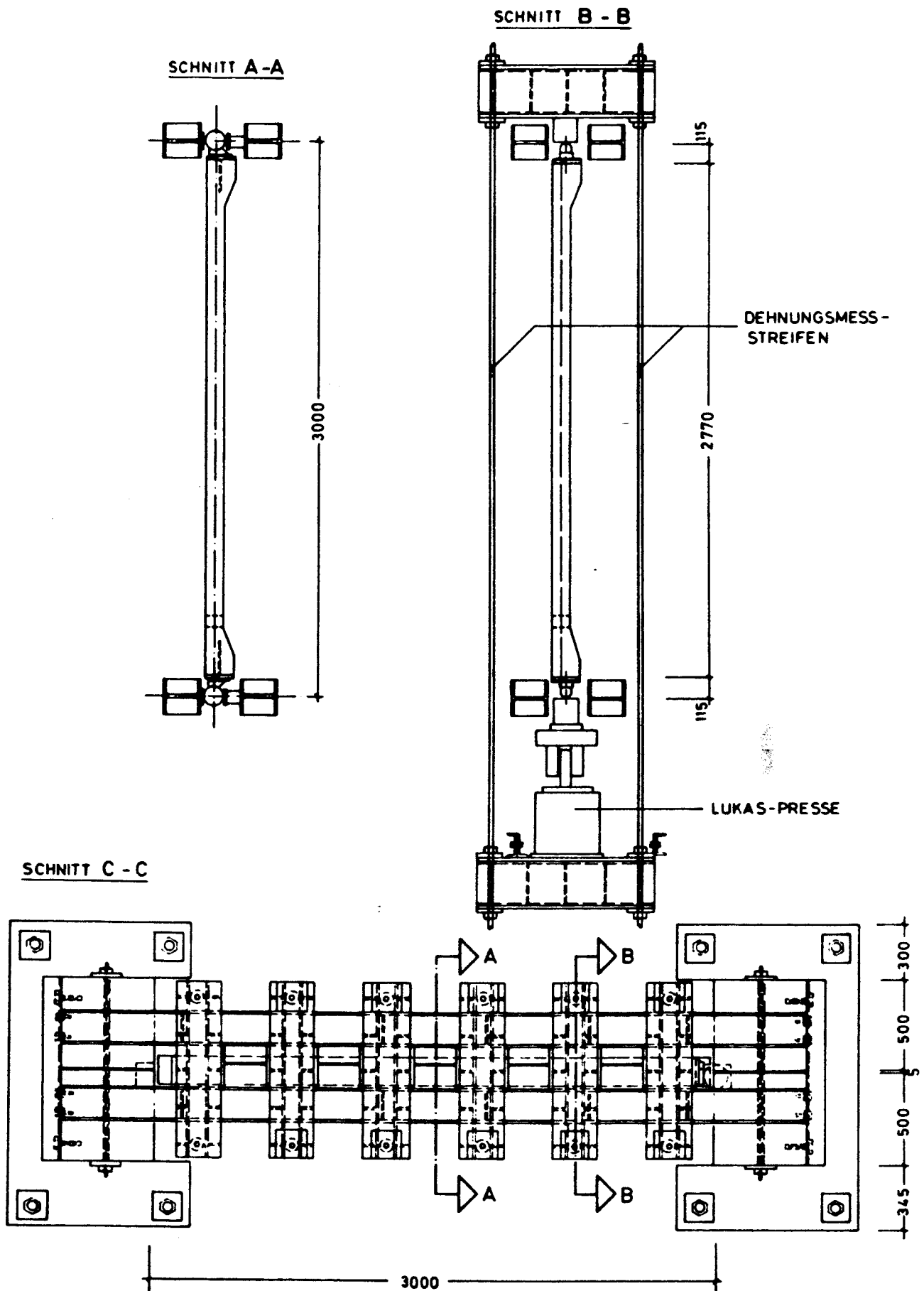


A n s i c h t: Versuchskörper und Belastungskonstruktion

B I L D A 5

Versuchswände W 11 - 13

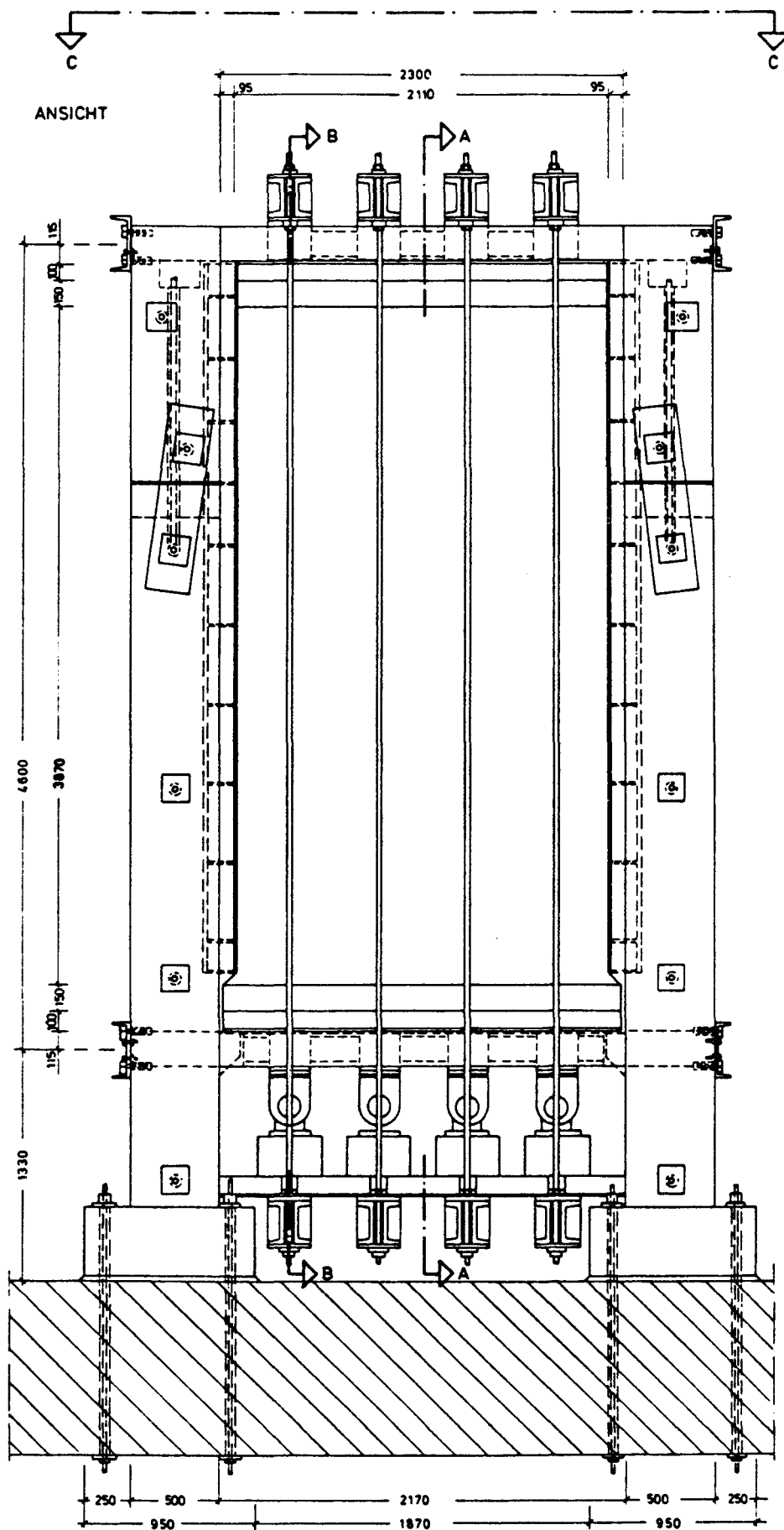




Schnitte: Versuchskörper und Belastungskonstruktion

B I L D A 6

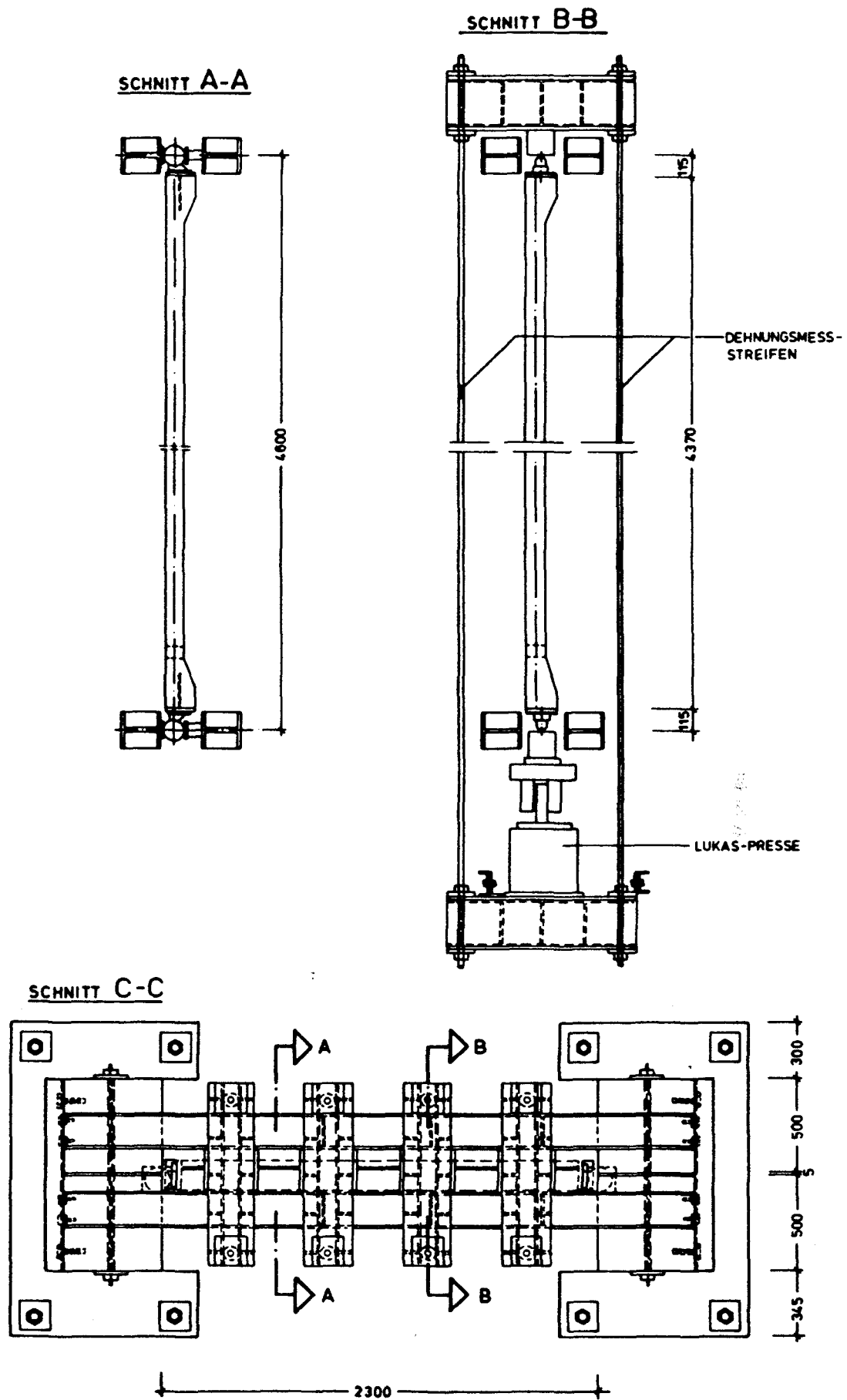
Versuchswände W 11 - 13



**A n s i c h t: Versuchskörper und Belastungskonstruktion**

**B I L D A 7**

**Versuchswände W 14 - 15**

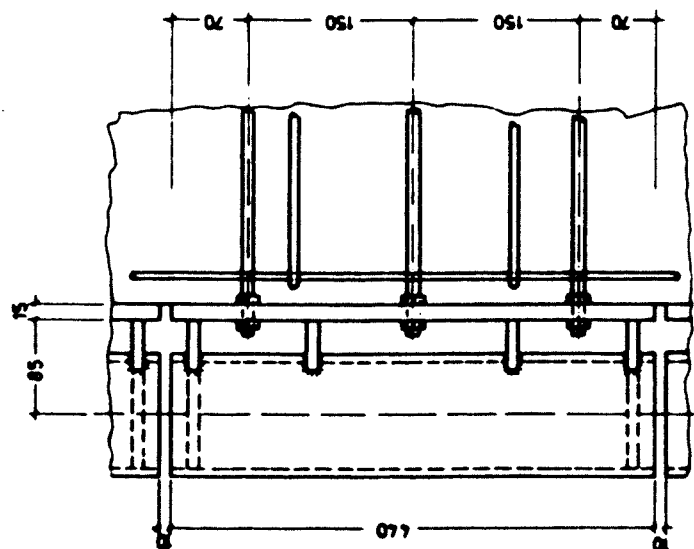
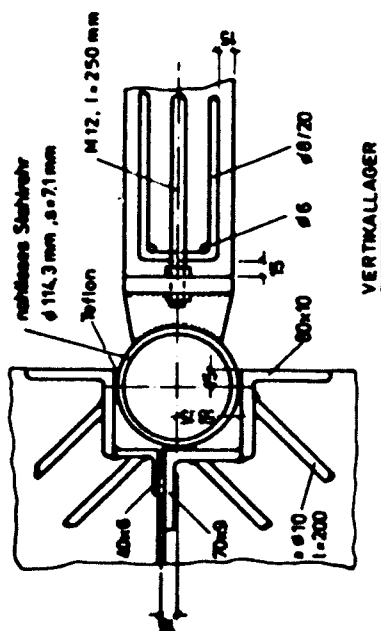
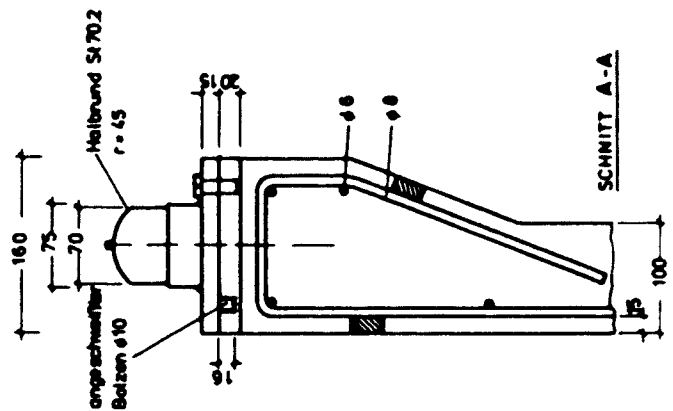
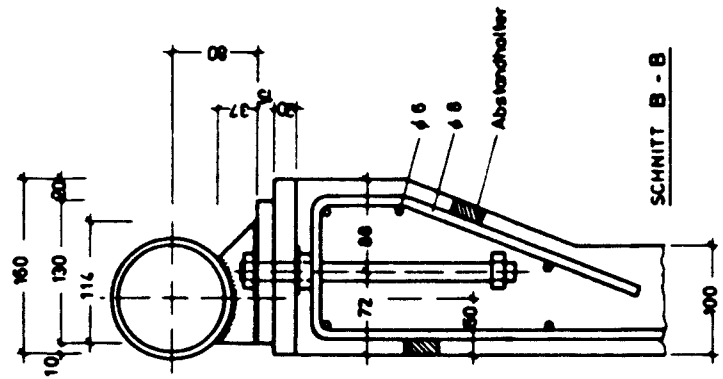
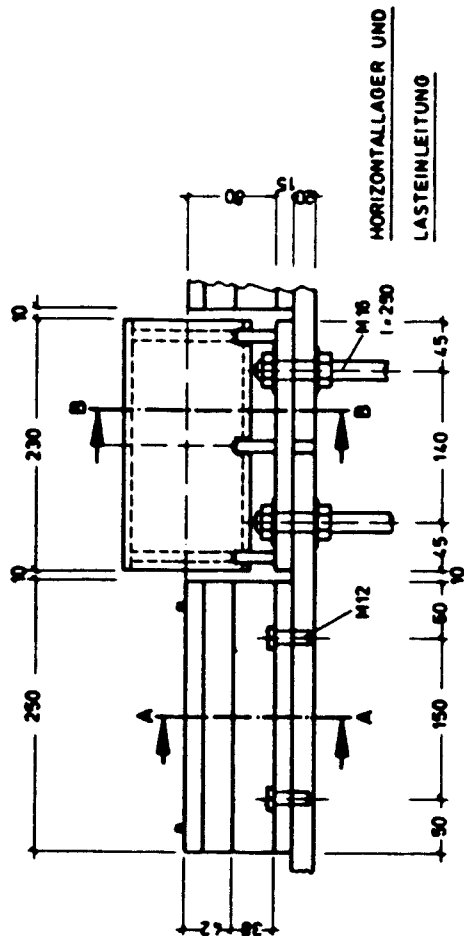


Schnitte: Versuchskörper und Belastungskonstruktion

B I L D A 8

Versuchswände W 14 - 15



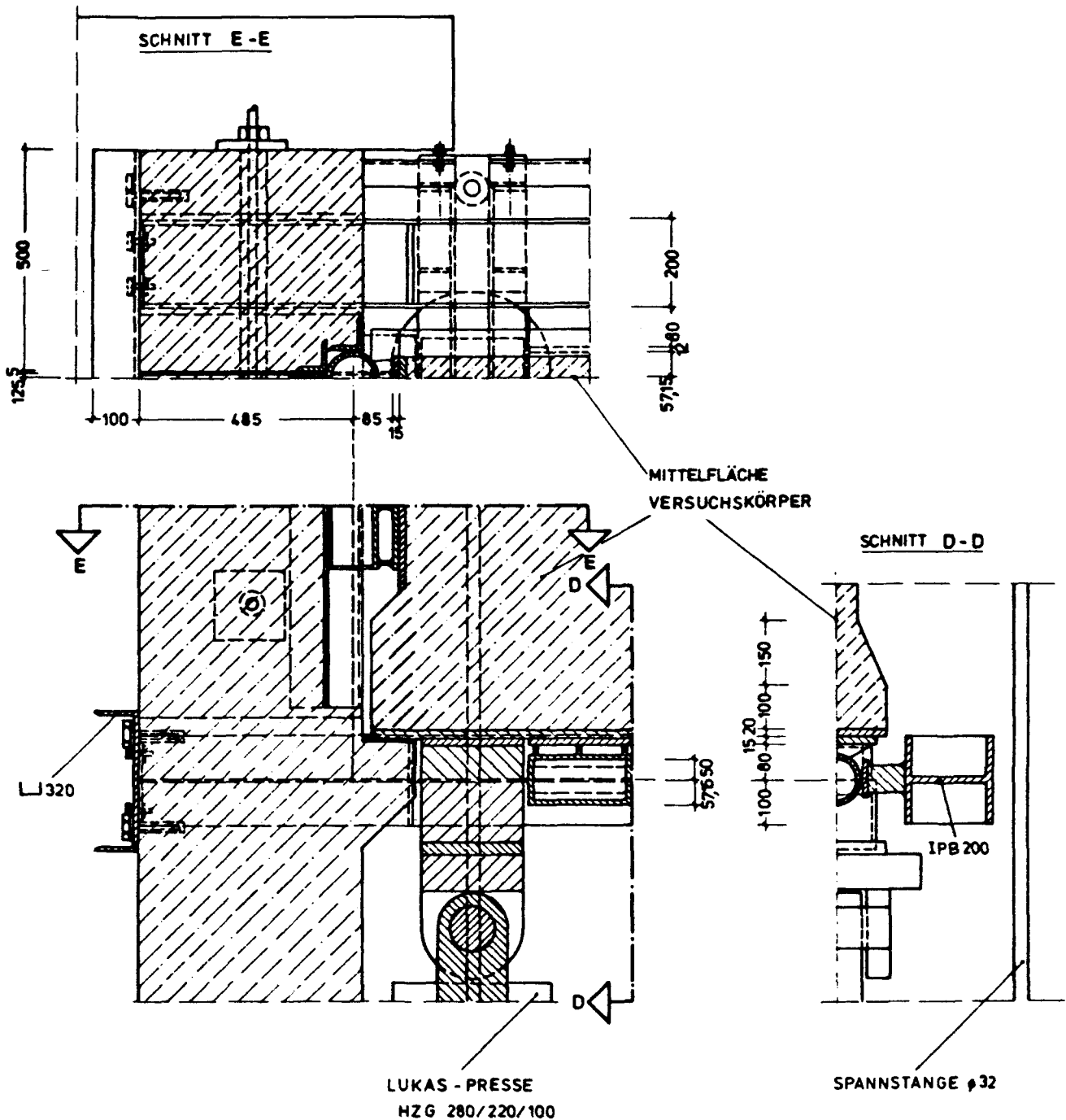


Details: vertikale und horizontale Lagerung (Maße in mm)

B I L D A 10

Versuchswände W 1 - 5

# DETAIL: LAGERUNG

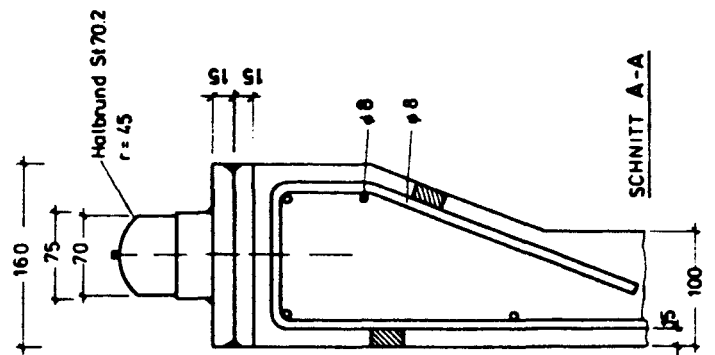
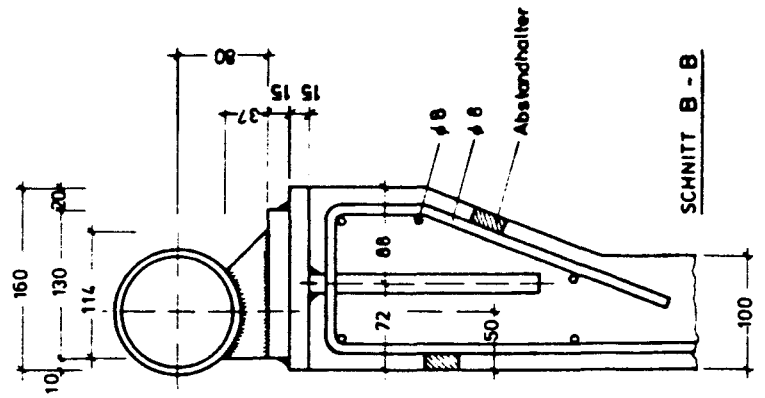
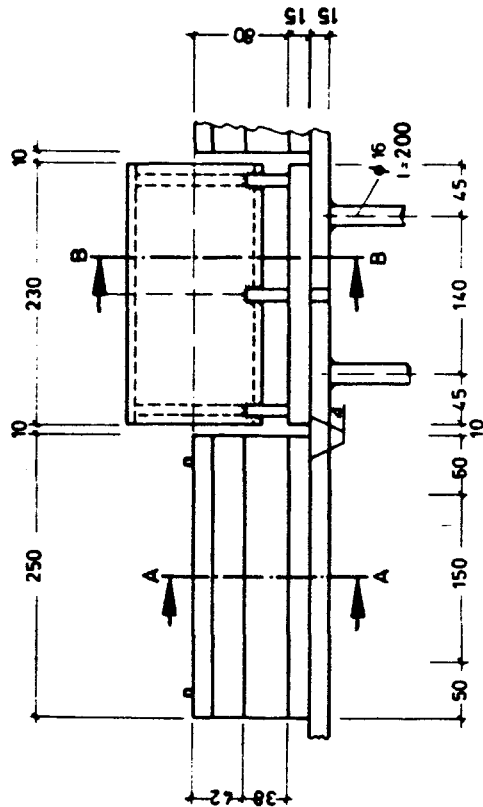


S c h n i t t e: Versuchskörper und Lagerung

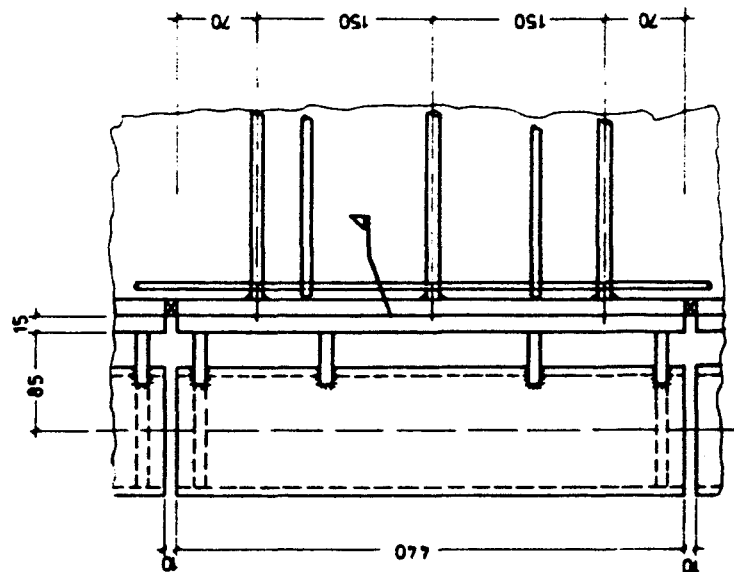
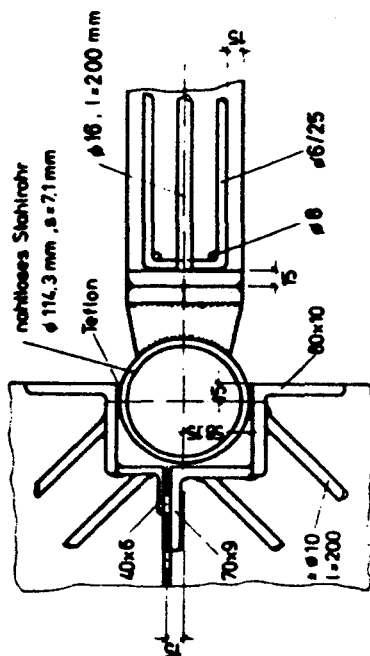
B I L D A 11

Versuchswände W 6 - 15

**HORIZONTALLAGER UND LASTEINLEITUNG**



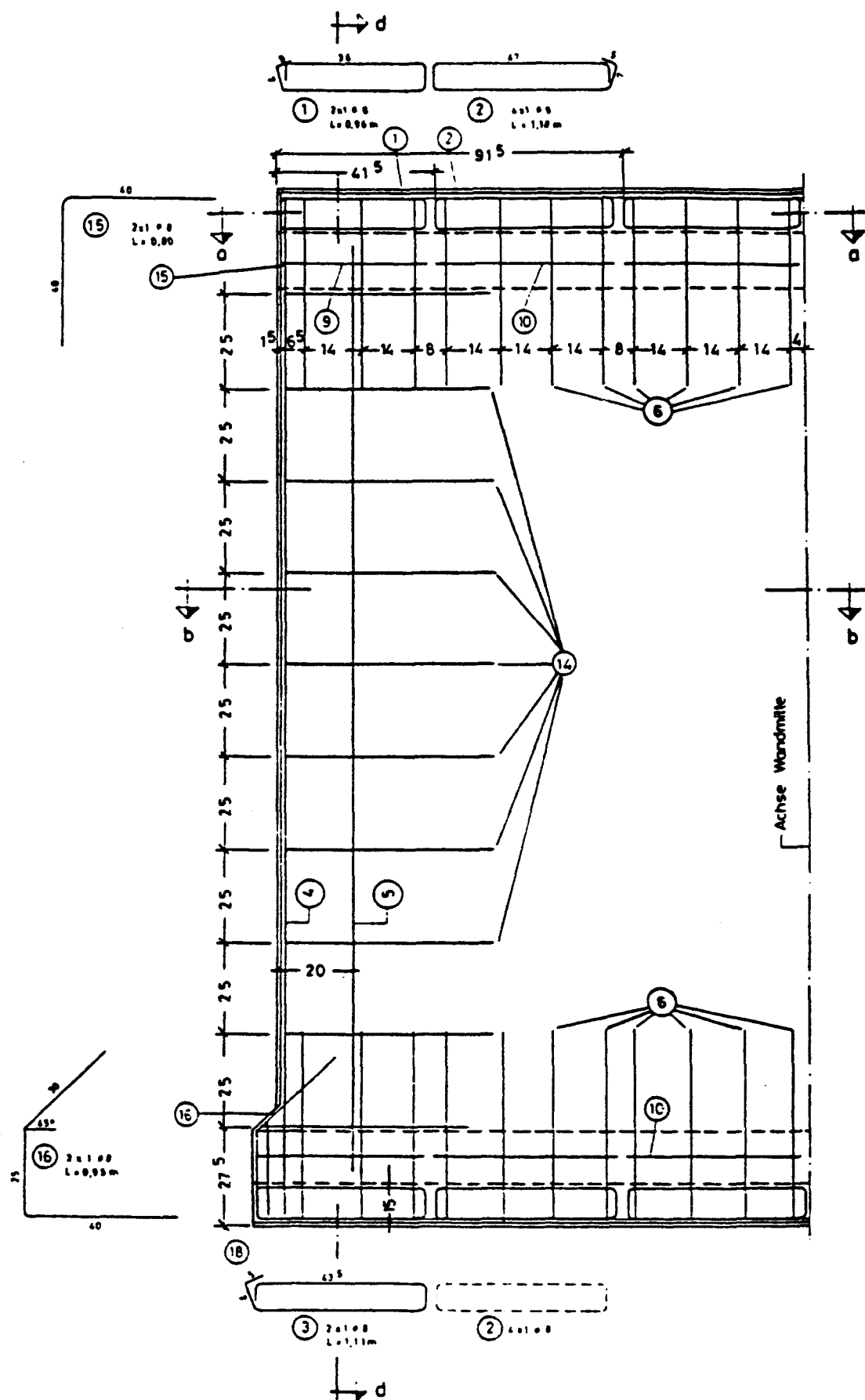
**VERTIKALLAGER**



**Details: vertikale und horizontale Lagerung (Maße in mm)**

**B I L D A 12**

**Versuchswände W 6 - 15**



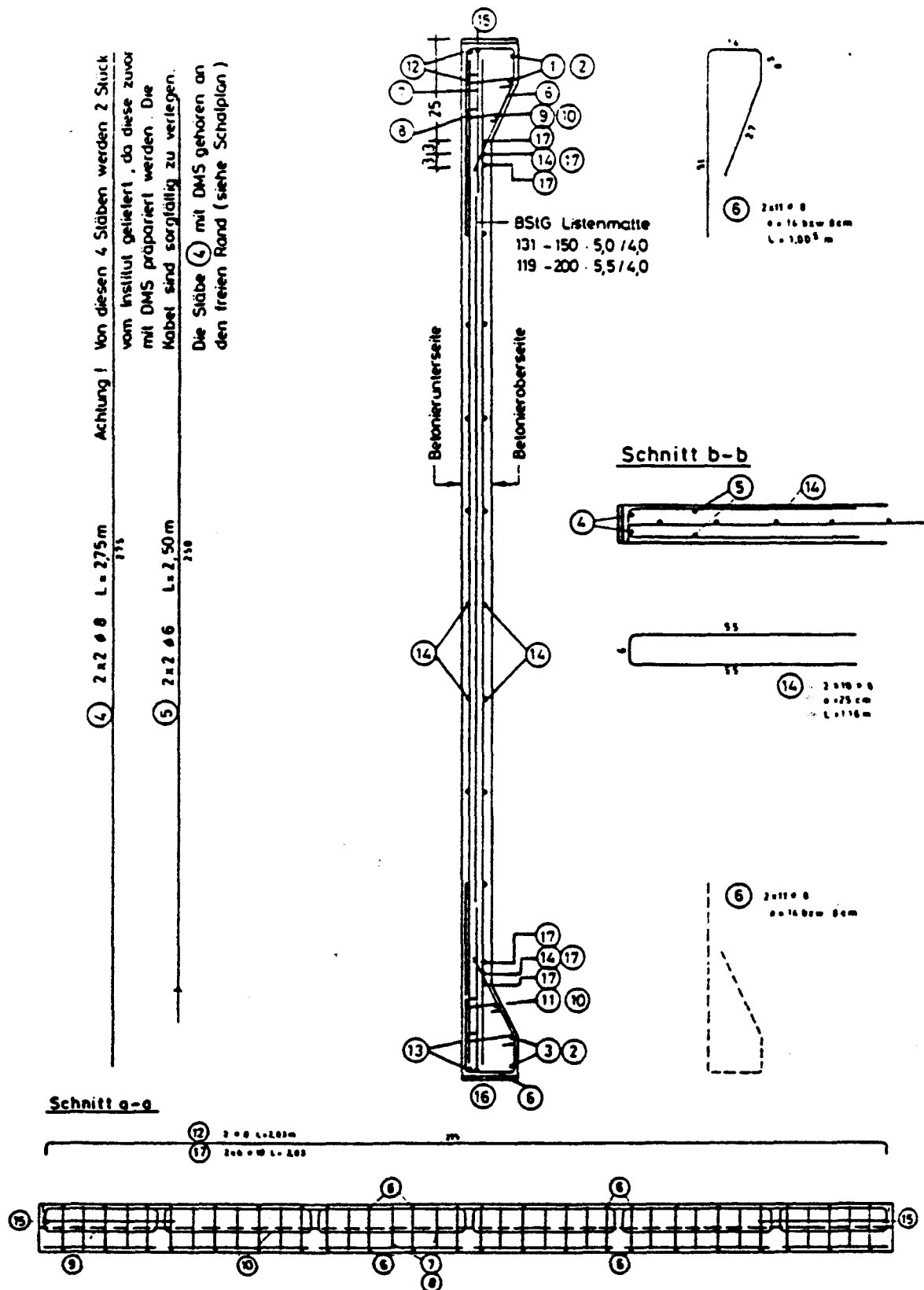
### Bewehrungsanordnung am freien Rand

**B I L D   A 13-1**

## Versuchswände W 11 - 13



Schnitt d-d



**Bewehrungsanordnung am freien Rand**

		W1	W2	W3	W4	W5
<u>Geometrie</u>						
d	mm	107,1	106,2	86,7	86,4	113,9
d <sub>Konsole</sub>	mm	163,4	162,6	155,3	152,4	166,0
h/d		28,0	28,3	34,6	34,7	26,3
e <sub>K</sub> /d		0,09	0,19	0,14	0,20	0,19
e <sub>max</sub> /d		0,09	0,19	0,22	0,29	0,29
Lagerung		4-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig
<u>Alter</u>						
hergestellt am		25.10.77	09.01.78	28.09.78	14.11.78	09.01.79
geprüft am		23.11.77	08.02.78	26.10.78	12.12.78	14.02.79
<u>Beton</u>						
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,37	2,37	2,35	2,36	2,32
Ausbreitmaß	cm	45	54	50	62	51
$\beta_{W7}$	N/mm <sup>2</sup>	21,6	19,6	18,4	15,4	21,2
$\beta_{W28}$	N/mm <sup>2</sup>	30,5	30,4	27,1	27,7	30,4
Alter	Tage	29	29	29	28	36
$\beta_{WD}$	N/mm <sup>2</sup>	30,7	30,8	27,9	27,7	30,5
Alter	Tage	29	29	29	29	38
$\beta_p$	N/mm <sup>2</sup>	25,2	25,5	23,9	20,0	27,0
Alter	Tage	29	29	29	28	36
$\beta_{bz}$	N/mm <sup>2</sup>	4,99	3,12	2,27	2,33	3,49
Alter	Tage	29	-	29	29	38
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>	23,9	-	22,0	21,4	22,1
$\epsilon_{bu}$	‰	2,14	-	2,22	1,74	2,30
<u>Stahl</u>						
Anordnung		unbew.	beids.	beids.	unbew.	unbew.
$\mu_l$	%		0,247	0,302		
$\mu_w$	%		0,094	0,115		
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>			210		
$\sigma_{0,2}$	N/mm <sup>2</sup>			580		
$\beta_z$	N/mm <sup>2</sup>			608		
$\epsilon_u$	%			11,0		
<u>Versuchsergebnisse</u>						
F <sub>u</sub>	MN	4,43	2,92	2,50	2,00	3,40
f <sub>u</sub>		0,547	0,359	0,402	0,386	0,369
f <sub>r</sub>		0,358	0,230	0,270	0,092	0,195
f <sub>r</sub> /f <sub>u</sub>		0,65	0,64	0,67	0,24	0,53
w <sub>0,80</sub>	mm	7,0	11,5	11,8	11,8	12,6

# Hauptparameter und Versuchsergebnisse der Versuchswände der 1.Stufe

T A B E L L E A 1

Versuchswände W 1 - 5



		W6	W7	W8	W9	W10
<u>Geometrie</u>						
d	mm	103,9	102,6	102,9	86,0	86,9
d <sub>Konsole</sub>	mm	162,4	161,5	165,5	170,1	173,6
h/d		28,9	29,2	29,2	34,9	34,5
e <sub>K</sub> /d		0,20	0,10	0,10	0,10	0,10
e <sub>max</sub> /d		0,29	0,14	0,14	0,14	0,14
Lagerung		4-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig
<u>Alter</u>						
hergestellt am		30.07.80	01.09.80	03.10.80	02.02.81	03.03.81
geprüft am		26.08.80	01.10.80	31.10.80	02.03.81	31.03.81
<u>Beton</u>						
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,36	2,38	2,27	2,32	2,32
Ausbreitmaß	cm	45	36,5	48	38	39
Rohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,27	2,31	2,23	2,29	2,28
β <sub>W7</sub>	N/mm <sup>2</sup>	11,0	16,0	7,0	26,0	29,0
β <sub>W28</sub>	N/mm <sup>2</sup>	18,0	25,0	12,0	36,0	41,0
β <sub>WVD</sub>	N/mm <sup>2</sup>	16,0	25,0	13,0	35,0	29,0
β <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	17,0	18,0	15,0	26,0	29,0
β <sub>pz</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2,30	2,70	2,40	2,80	3,40
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>	20,8	22,7	19,7	23,9	23,7
ε <sub>bu</sub>	‰	2,00	1,45	1,23	1,77	2,17
<u>Stahl</u>						
Anordnung		mittig	mittig	beids.	unbew.	unbew.
μ <sub>l</sub>	%	0,252	0,258	0,255		
μ <sub>w</sub>	%	0,096	0,098	0,098		
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>	212				
σ <sub>0,2</sub>	N/mm <sup>2</sup>	616				
β <sub>z</sub>	N/mm <sup>2</sup>	663				
ε <sub>u</sub>	%	7,80				
<u>Versuchsergebnisse</u>						
F <sub>u</sub>	MN	2,29	3,48	2,13	3,13	3,01
f <sub>u</sub>		0,433	0,628	0,459	0,467	0,398
f <sub>r</sub>		0,320	0,522	0,365	0,216	0,224
f <sub>r</sub> /f <sub>u</sub>		0,74	0,83	0,80	0,46	0,56
w <sub>0,80</sub>	mm	9,48	7,44	5,90	7,97	8,05

# Hauptparameter und Versuchsergebnisse der Versuchswände der 2.Stufe

T A B E L L E A 2

Versuchswände W 6 - 10

	W6		W7		W8		W9		W10	
NR.	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	157	50	469	30	342	40	222	29	221	31
2	152	60	470	40	338	50	219	39	215	41
3	342	67	960	45	714	57	471	44	470	48
4	342	79	965	55	714	67	472	54	471	58
5	532	86	1452	63	1085	73	716	59	717	62
6	534	96	1452	73	1089	83	717	69	719	72
7	715	101	1934	78	1449	90	964	78	963	77
8	718	111	1937	88	1453	100	965	91	965	87
9	898	116	2418	94	1691	105	1206	97	1205	91
10	898	126	2428	104	1690	115	1200	107	1206	105
11	1082	132	2892	111	1934	120	1451	113	1450	108
12	1082	142	2893	122	1947	141	1454	125	1451	120
13	1266	147	3129	126			1693	129	1693	125
14	1267	157	3130	136			1694	139	1690	135
15	1451	164	3366	152			1933	143	1933	140
16	1448	174	3367	164			1933	154	1933	150
17	1571	178	3480	167			2180	158	2176	154
18	1571	198					2179	168	2174	171
19	1694	203					2420	172	2418	175
20	1695	213					2420	183	2418	185
21	1815	217					2653	187	2657	190
22	1815	227					2653	198	2653	202
23	1931	234					2771	203	2892	206
24	1930	246					2773	215	2891	216
25	2055	254					2893	217	3010	219
26	2049	264					2891	227		
27	2174	273					3010	230		
28	2176	284					3010	240		
29	2294	289					3132	243		

**Laststufen-Last-Zeit-Zuordnung**

**T A B E L L E A 3**

**Versuchswände W 6 - 10**

		W11	W12	W12	W14/1	W14/2	W15
<u>Geometrie</u>							
d	mm	83,3	84,1	82,1	84,1		83,3
d <sub>Konsole</sub>	mm	163,7	163,7	163,3	163,6		163,7
h/d		36,0	35,7	36,5	54,7		55,2
e <sub>K</sub> /d		0,20	0,10	0,10	0,10	0,20	0,20
e <sub>max</sub> /d		0,297	0,149	0,149	0,140	0,281	0,281
Lagerung		3-seitig	3-seitig	3-seitig	4-seitig	4-seitig	4-seitig
<u>Alter</u>							
hergestellt am		09.10.84	29.10.84	27.11.84	19.06.85		03.07.85
geprüft am		19.11.84	05.12.84	20.12.84	26.07.85	01.08.85	04.09.85
<u>Beton</u>							
Frischbetonrohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,36	2,38	2,38	2,38		2,36
Ausbreitmaß	cm	40,5	32	36	36		36
Rohddichte	kg/dm <sup>3</sup>	2,32	2,37	2,33	2,32		2,29
β <sub>W7</sub>	N/mm <sup>2</sup>	16,8	32,0	22,3			
β <sub>W28</sub> (β <sub>W30</sub> bei W13)	N/mm <sup>2</sup>	27,1	47,3	36,9	36,2		34,4
β <sub>WVD</sub>	N/mm <sup>2</sup>	28,0	48,4	36,2	39,7		38,5
β <sub>p</sub>	N/mm <sup>2</sup>	22,9	38,4	27,8	33,4		31,2
β <sub>bz</sub>	N/mm <sup>2</sup>	2,64	3,63	3,07	3,62		3,38
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>	26,1	31,5	27,2	29,2		27,0
ε <sub>bs</sub>	‰	1,61	1,93	1,56	1,88		1,81
ε <sub>bu</sub>	‰	1,69	2,01	1,62	1,96		1,87
<u>Stahl</u>							
Anordnung		mittig	mittig	unbew.	unbew.		mittig
μ <sub>l</sub>	%	0,157	0,156				0,265
μ <sub>w</sub>	%	0,143	0,141				0,060
Elastizitätsmodul	kN/mm <sup>2</sup>						199
σ <sub>0,2</sub>	N/mm <sup>2</sup>		700				622
β <sub>z</sub>	N/mm <sup>2</sup>		744				661
ε <sub>u</sub>	%		9,0				8,8
<u>Versuchsergebnisse</u>							
F <sub>u</sub>	MN	1,526	2,842	2,955		2,563	2,494
f <sub>u</sub>		0,276	0,303	0,446		0,397	0,417
f <sub>r</sub>		0,276	0,303	0,446	0,434	0,217	0,296
f <sub>r</sub> /f <sub>u</sub>		1	1	1		0,55	0,71
w <sub>0,80</sub>	mm	12,31	11,89	8,49		2,53	6,22

### Hauptparameter und Versuchsergebnisse der Versuchswände der 3.Stufe

T A B E L L E A 4

Versuchswände W 11 - 15

	W11		W12		W13		W14/1		W14/2		W15	
Nr.	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min	Last kN	Zeit min
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
1	52	86	58	110	51	32	202	52	202	39	203	46
2	236	93	238	120	219	45	401	61	400	43	399	52
3	429	104	420	127	403	55	602	69	603	50	600	56
4	617	109	605	134	583	71	802	79	801	57	802	62
5	628	156	785	147	772	82	1003	84	1001	63	807	94
6	801	162	967	156	955	95	1201	94	1203	70	1006	99
7	984	176	1087	172	1137	108	1400	103	1400	76	1207	109
8	986	195	1207	181	1202	114	1600	113	1519	82	1406	118
9	1166	200	1327	191	1323	120	1801	121	1641	87	1526	124
10	1345	209	1448	202	1326	164	2002	132	1760	96	1649	138
11	1346	220	1572	209	1446	174	2201	145	1878	101	1770	143
12	1526	231	1690	218	1571	184	2400	157	1963	109	1890	153
13			1811	226	1692	200	2600	166	2040	120	1972	163
14			1869	234	1813	210	2802	184	2037	131	1972	167
15			1930	239	1872	215	2801	192	2120	134	1973	178
16			1988	245	1934	220	2885	201	2200	138	2012	183
17			2050	250	1993	226	2962	205	2200	142	2091	188
18			2112	256	2053	242	0	222	2242	145	2170	192
19			2171	260	2113	249	8	380	2281	147	2211	195
20			2230	263	2172	254	800	392	2322	150	2252	198
21			2294	271	2234	258	1405	400	2361	153	2291	200
22			2355	274	2293	262			2402	155	2332	201
23			2354	277	2355	268			2444	157	2375	204
24			2414	278	2416	278			2482	160	2417	207
25			2415	284	2476	281			2523	163	2456	209
26			2474	286	2536	285			2563	165	2455	211
27			2531	289	2595	289					2494	213
28			2595	292	2655	296						
29			2652	295	2715	300						
30			2713	299	2775	304						
31			2774	302	2834	308						
32			2774	304	2895	314						
33			2832	307	2955	316						
34			2842	316	2953	318						

**Laststufen-Last-Zeit-Zuordnung**

**T A B E L L E A 5**

**Versuchswände W 11 - 15**





V e r s u c h s w a n d   W 1

4-seitig gelagert

d            = 107,1 mm

$e_k/d$        = 0,09

B e t o n

Alter       = 29 Tage

$\beta_{WVD}$        = 30,7    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_P$           = 25,2    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$         = 4,99    N/mm<sup>2</sup>

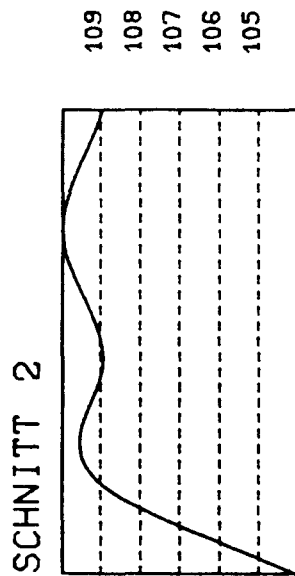
E-Modul = 23,9    kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

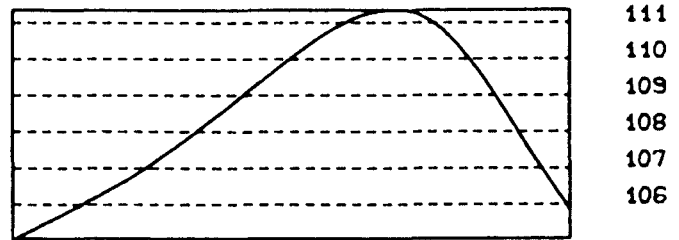
unbewehrt

E r g e b n i s

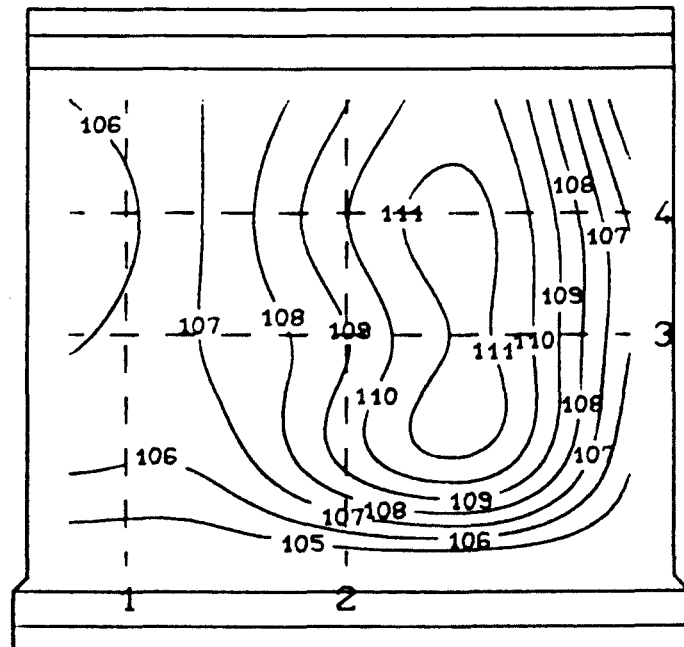
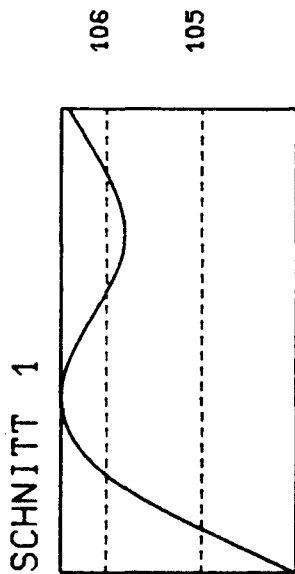
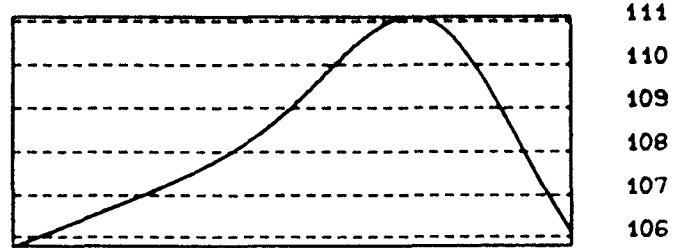
tot  $F_u$     = 4,430 MN



SCHNITT 4



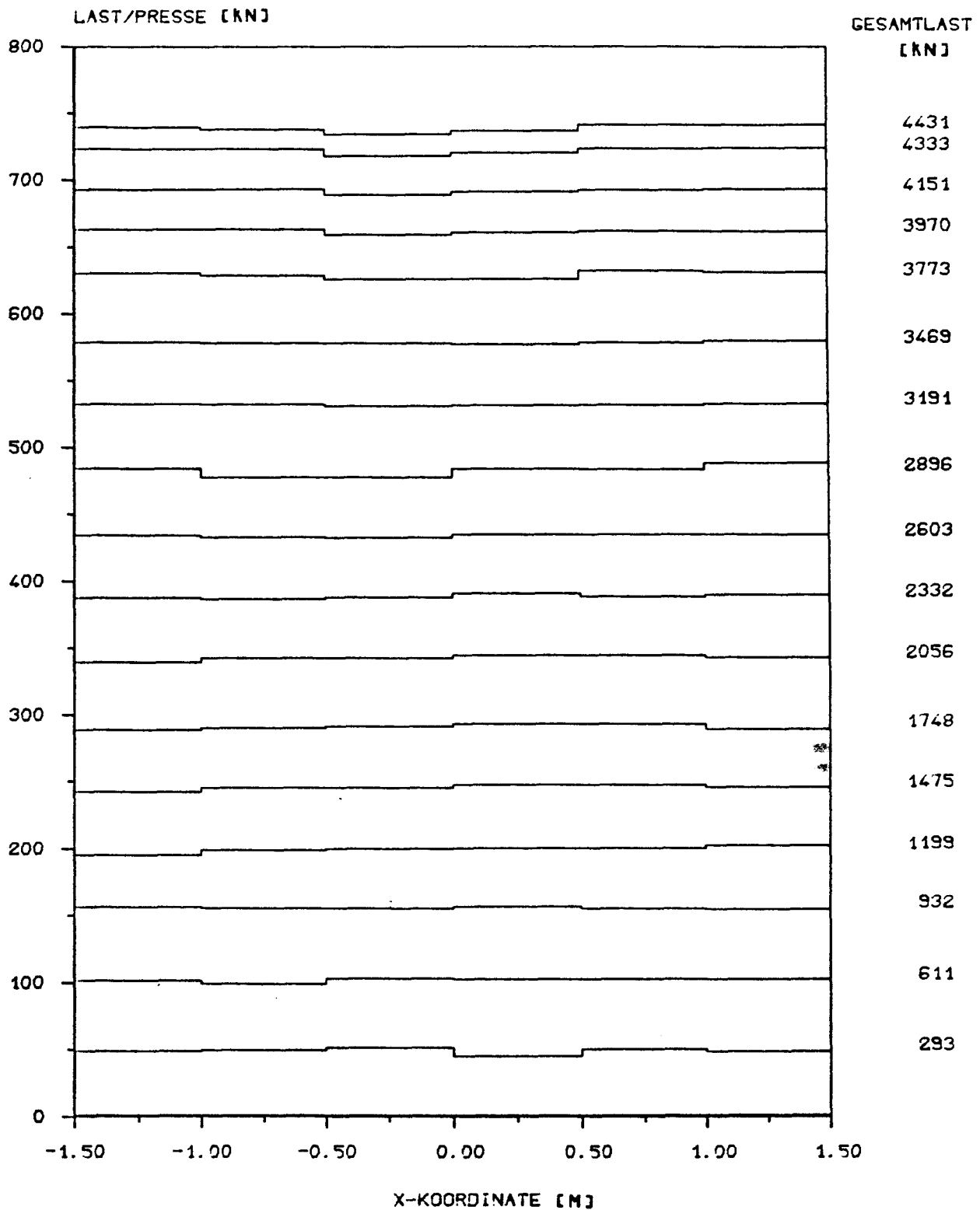
SCHNITT 3



Linien gleicher W a n d d i c k e n  
W a n d t o p o l o g i e

B I L D A 14

Versuchswand W 1



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 15

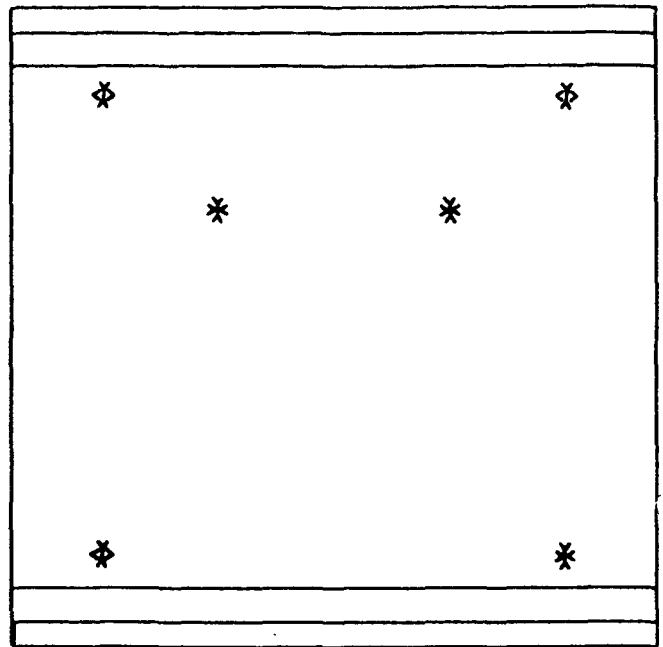
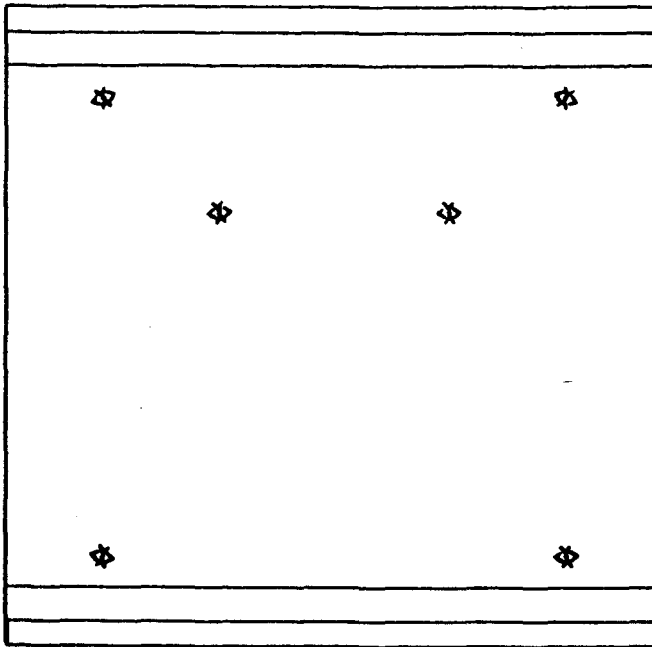
Versuchswand W 1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

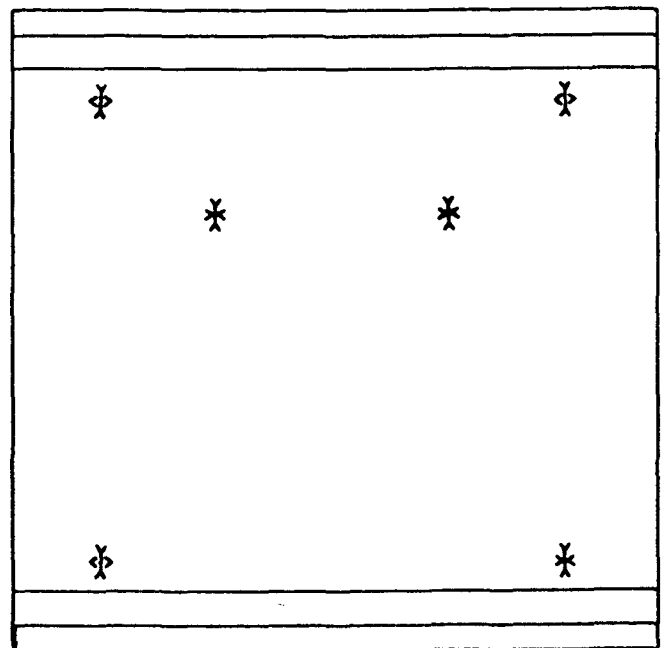
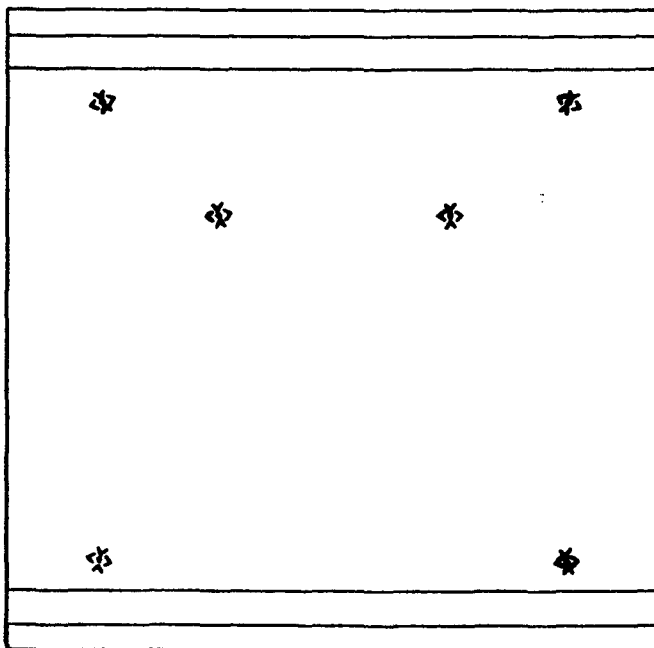
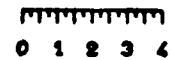
Zugseite

Last = 932 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1748 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   16

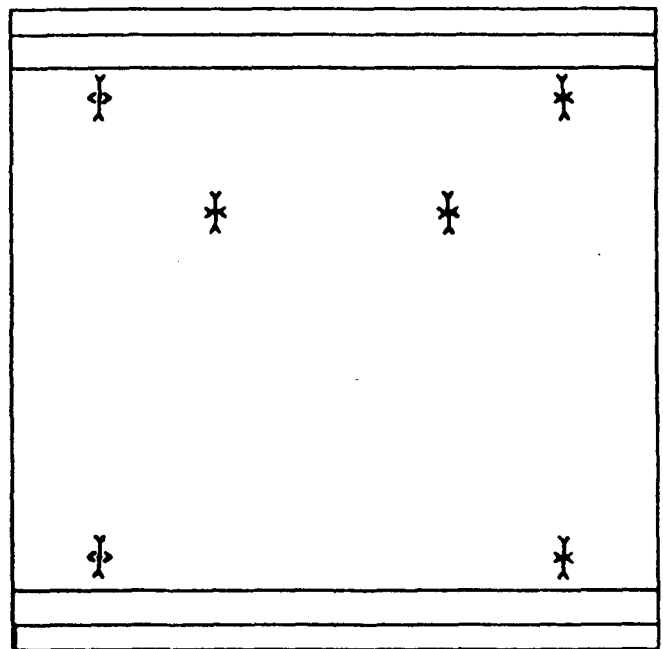
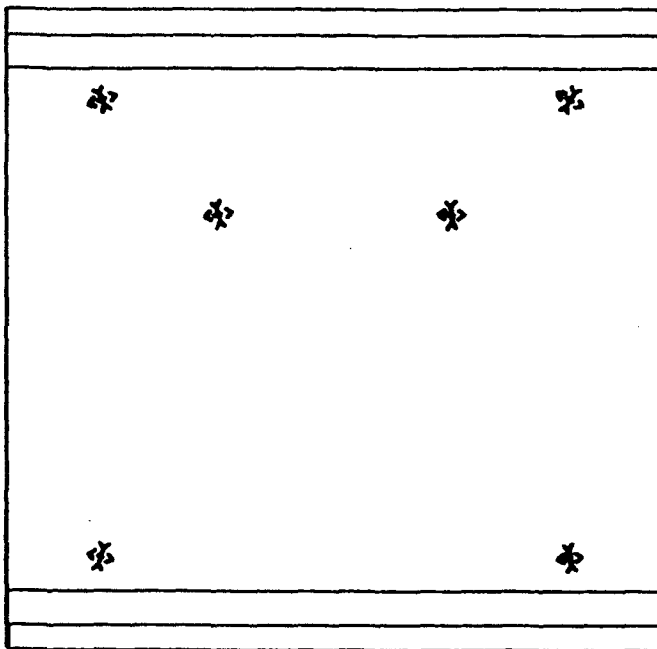
Versuchswand W 1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

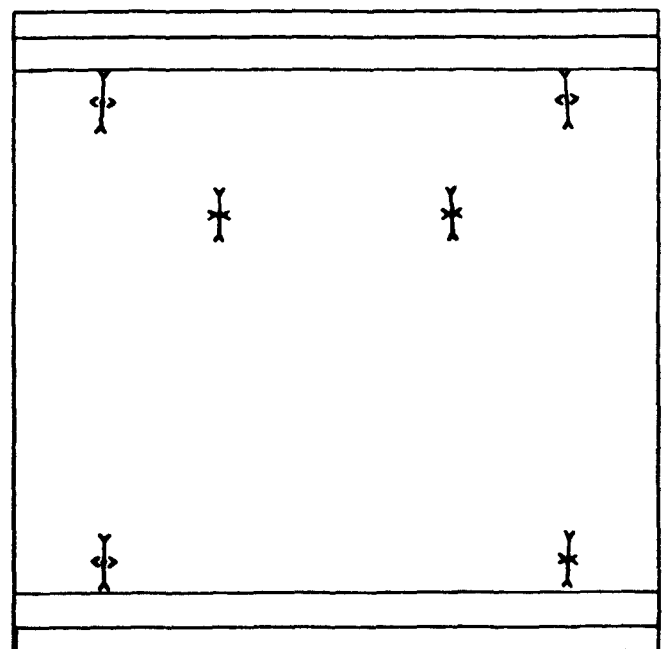
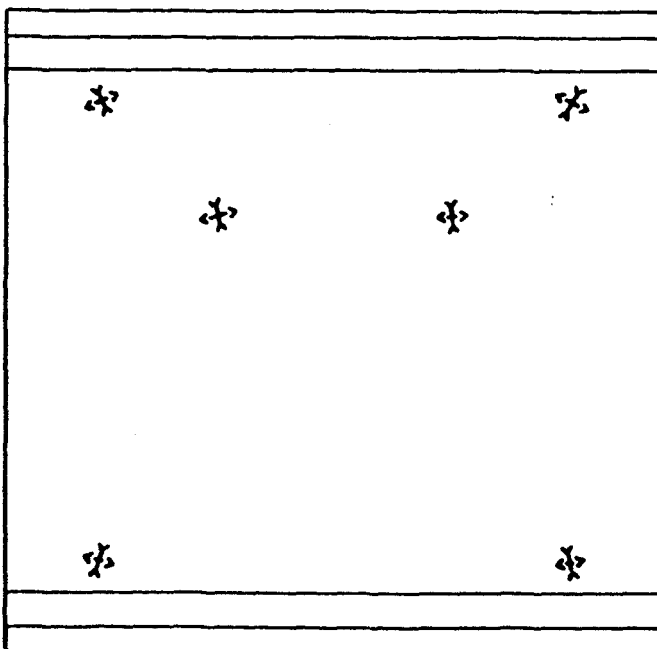
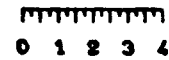
Zugseite

Last = 2603 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 3464 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 17

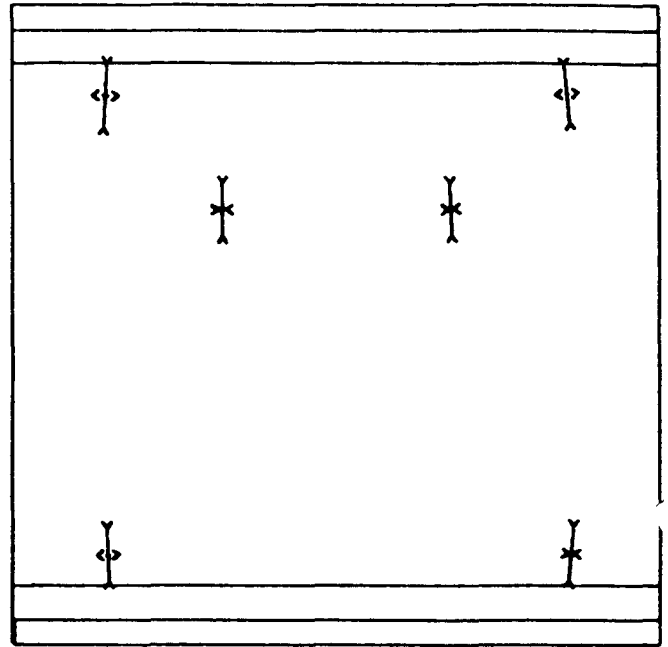
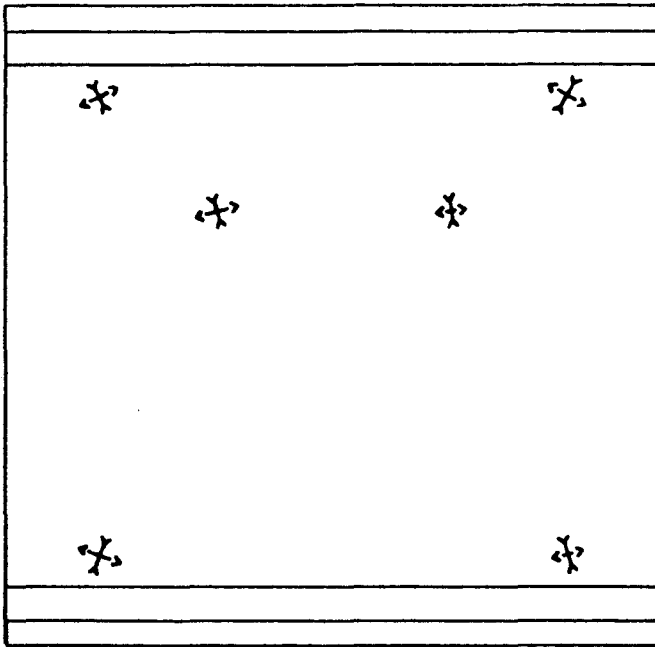
Versuchswand W 1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

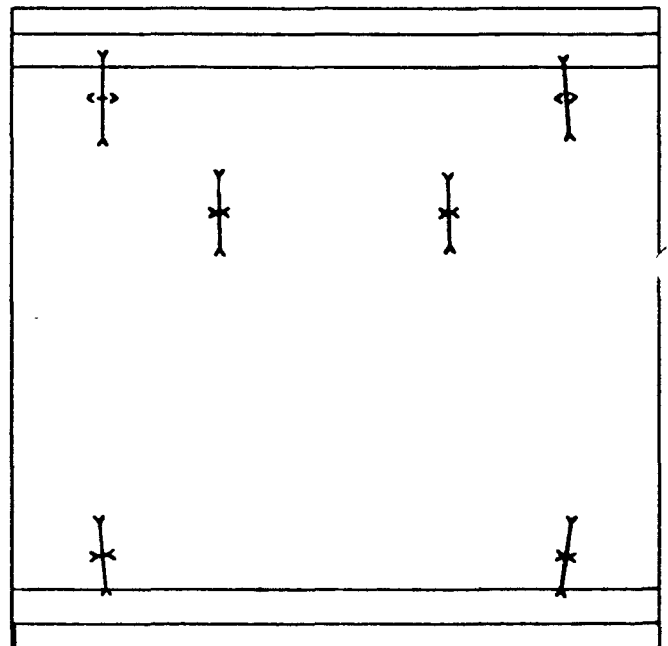
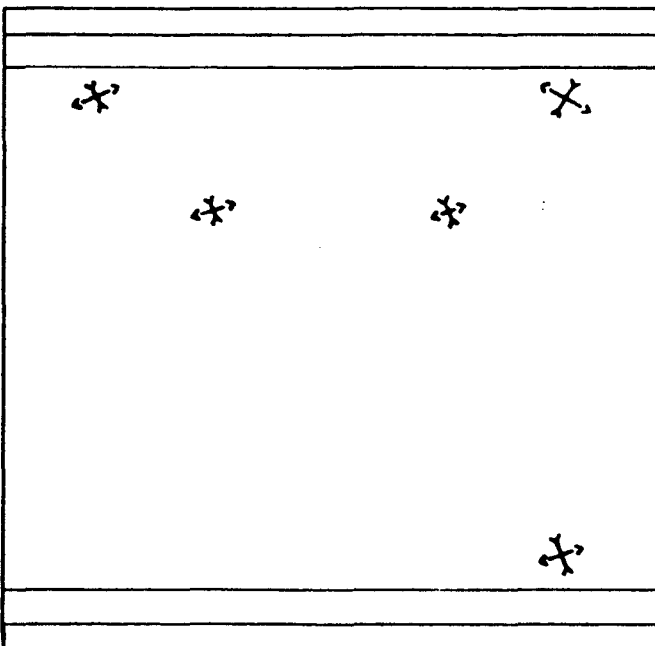
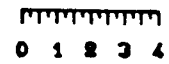
Zugseite

Last = 3970 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 4333 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 18

Versuchswand W 1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite Rißbild

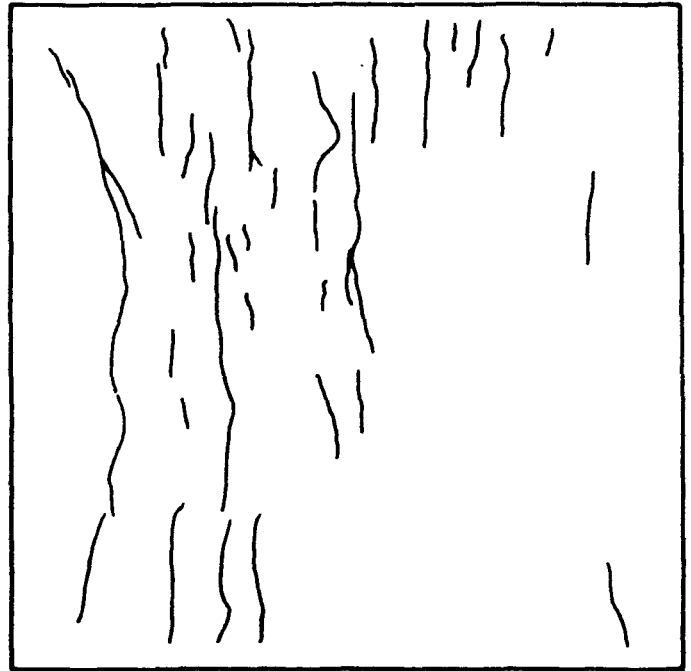
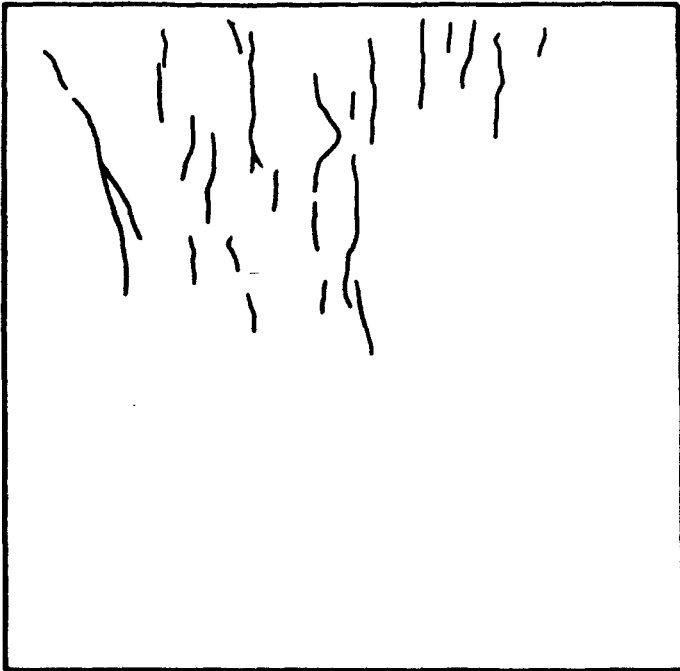
Zugseite Rißbild

Laststufe 13

Laststufe 14

Last = 3831 kN

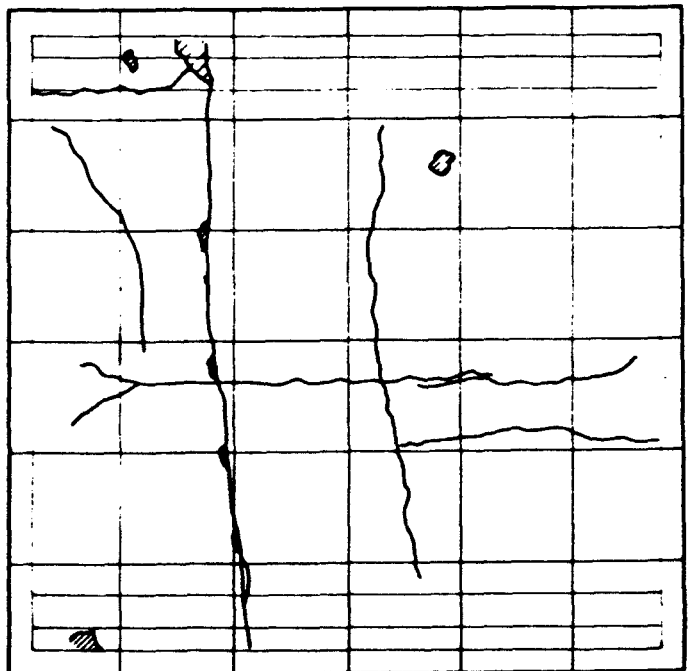
Last = 4034 kN



R i ß - u n d B r u c h b i l d e r



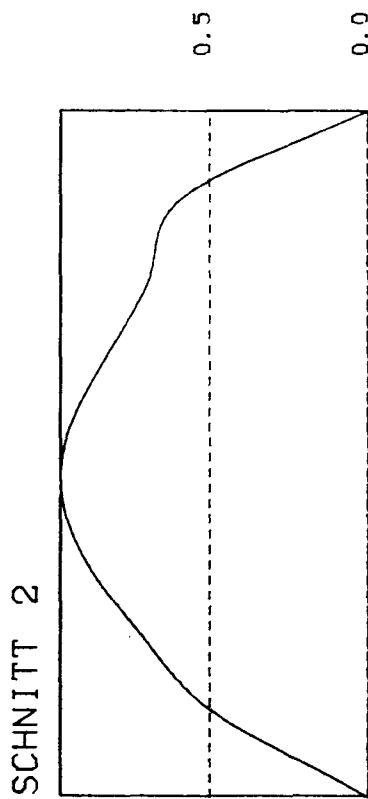
Zugseite Bruchbild



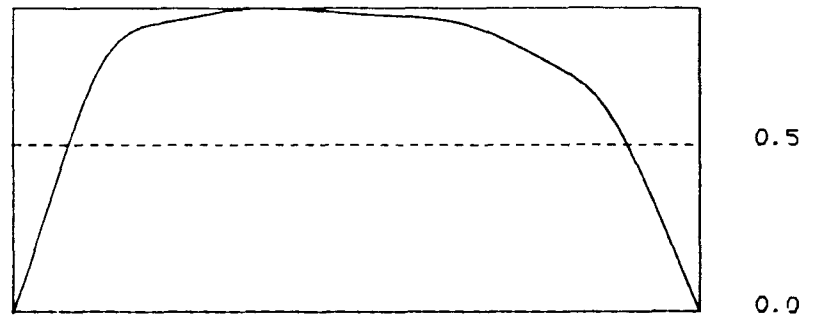
Druckseite Bruchbild

B I L D   A   19

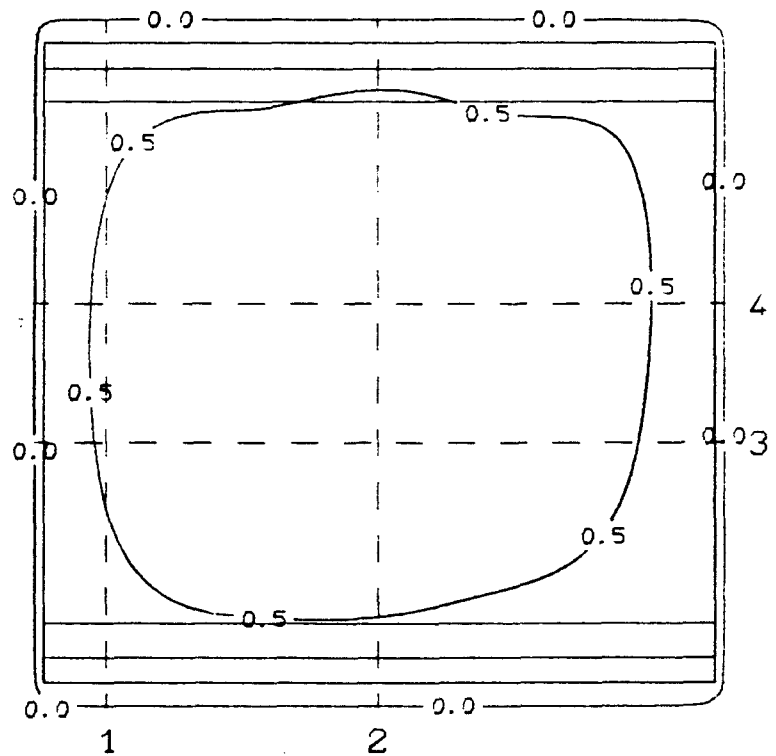
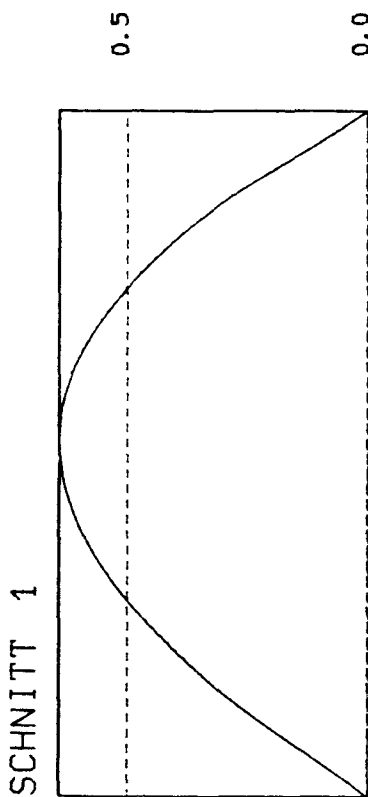
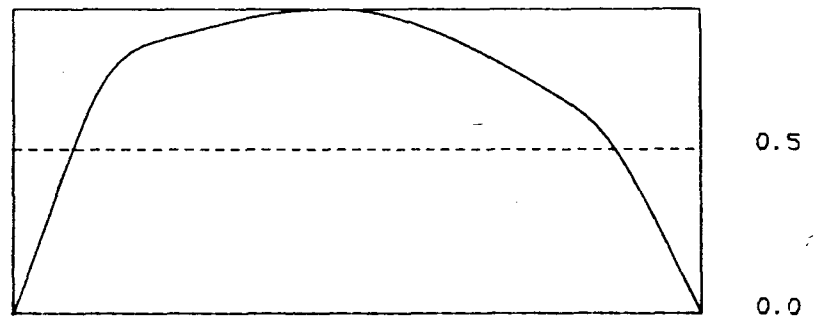
Versuchswand W 1



SCHNITT 4



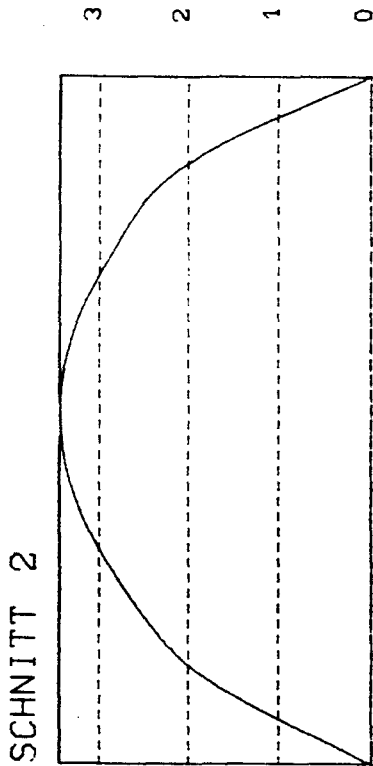
SCHNITT 3



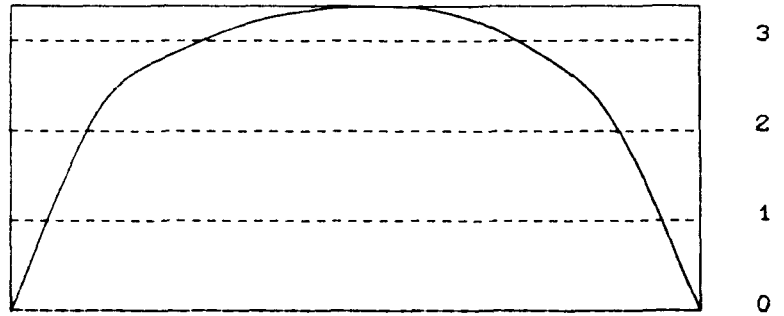
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 932 kN

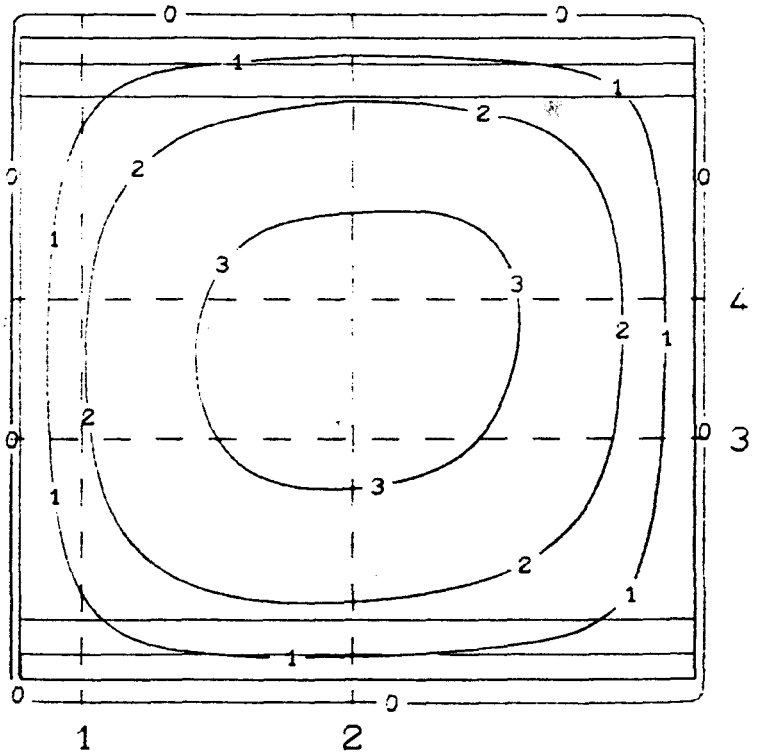
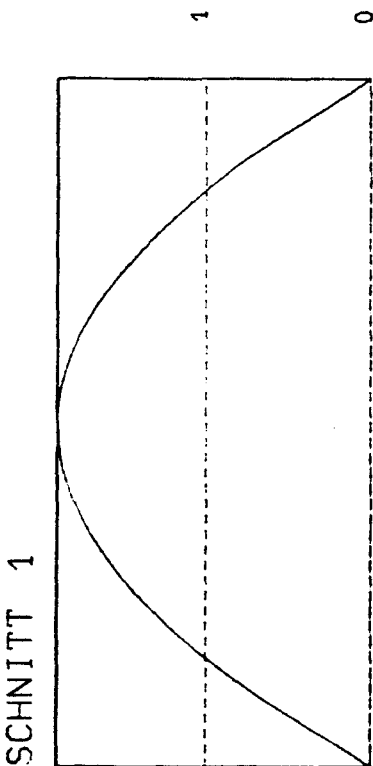
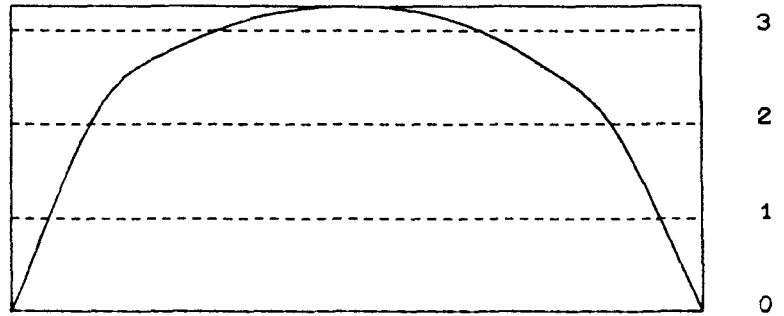




SCHNITT 4

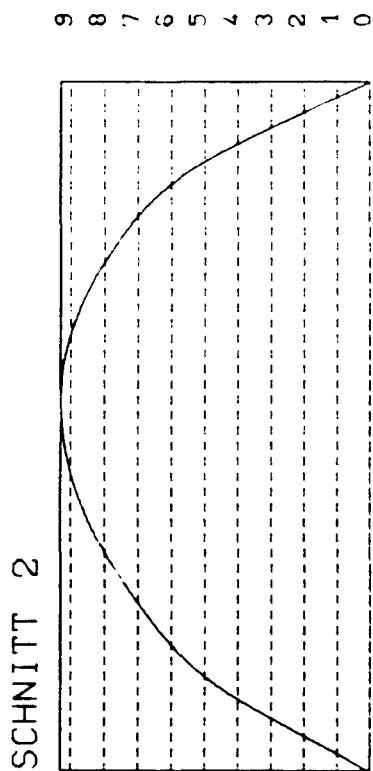


SCHNITT 3

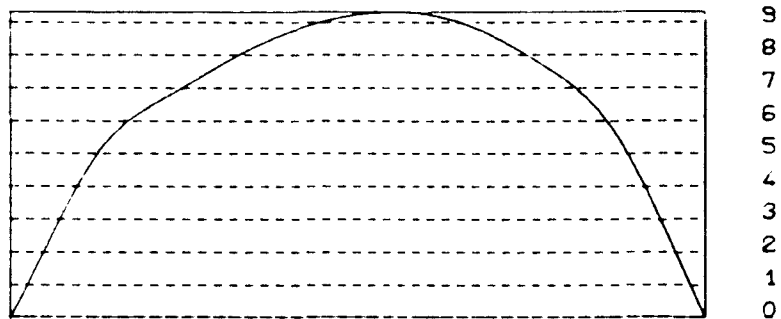


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

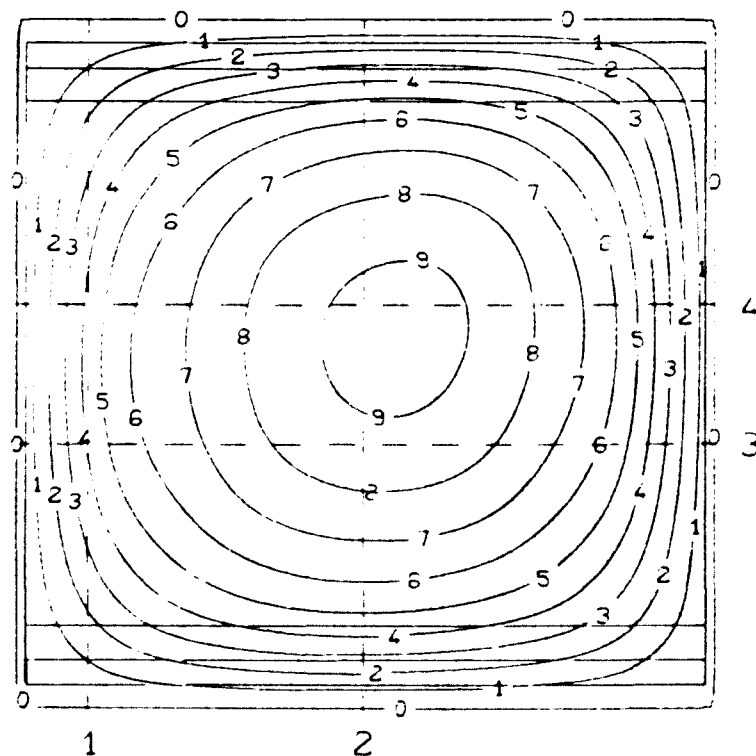
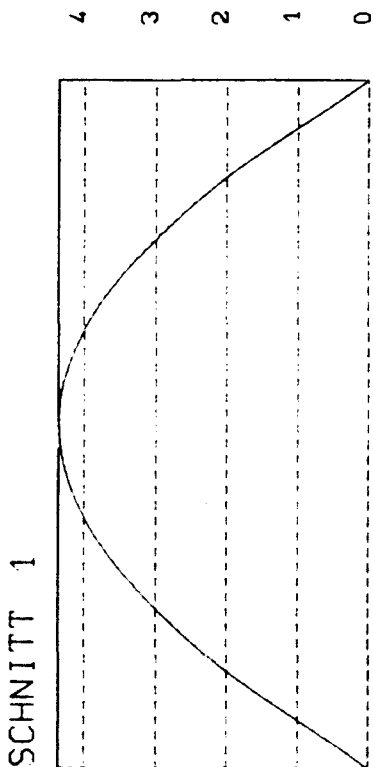
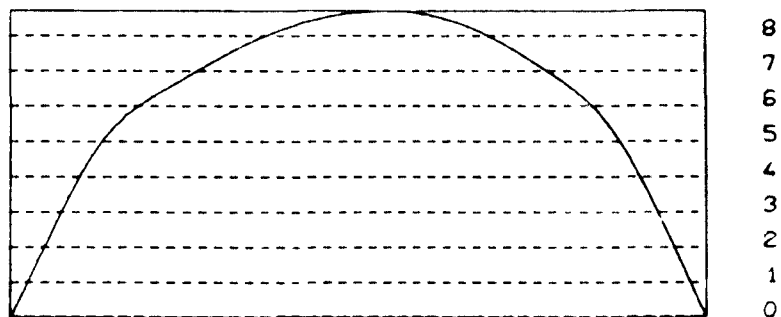
Last = 2603 kN



SCHNITT 4



SCHNITT 3

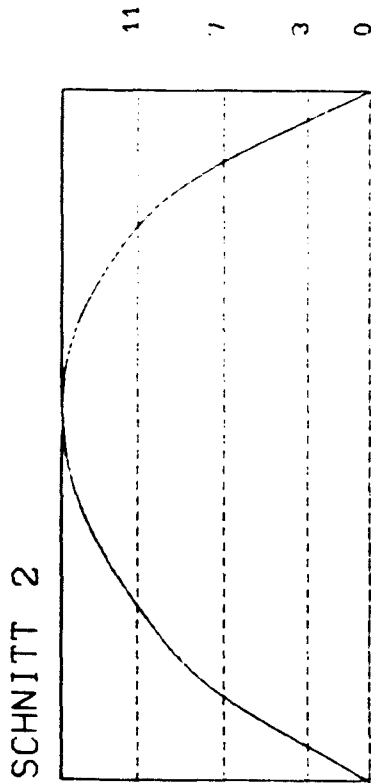


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

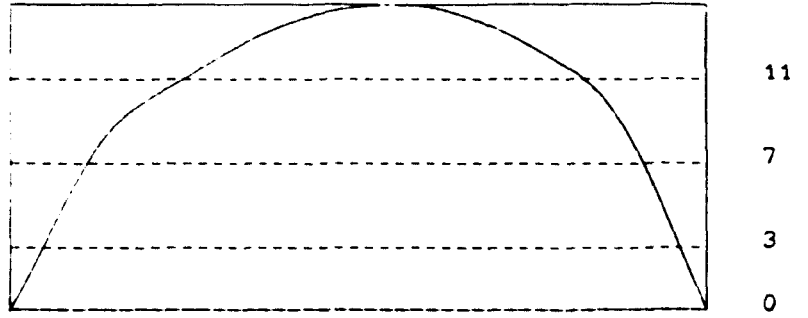
Last = 3970 kN

B I L D A 22

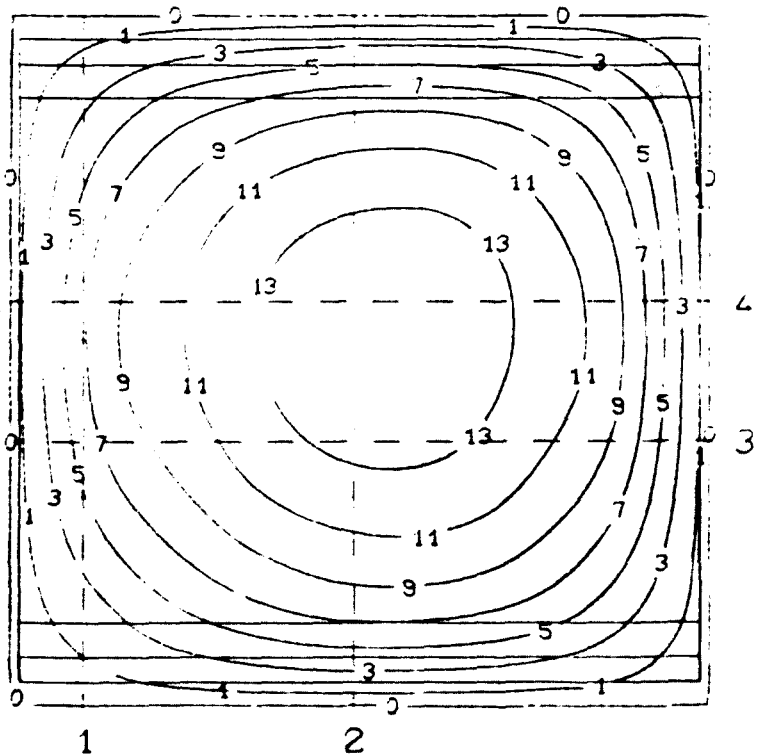
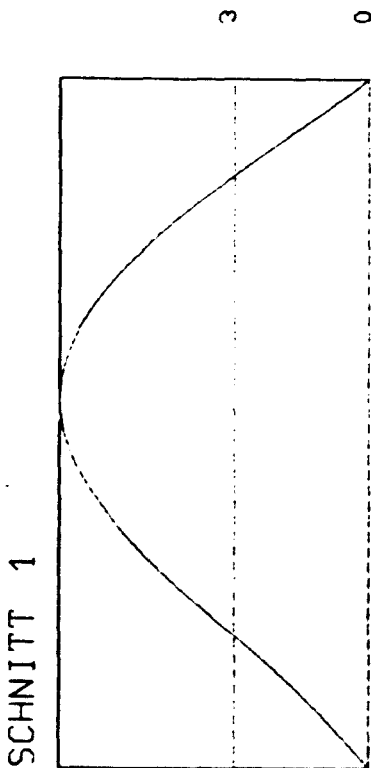
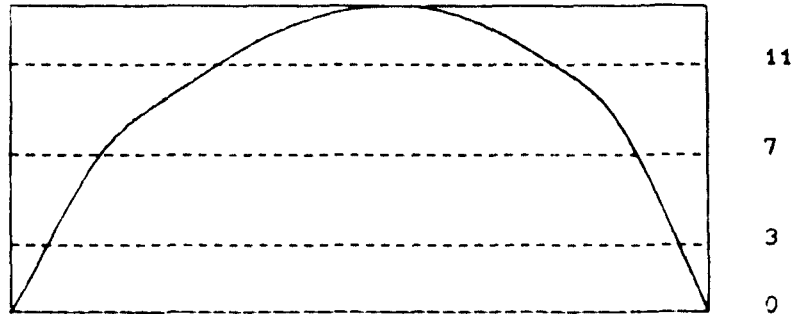
Versuchswand W 1



SCHNITT 4

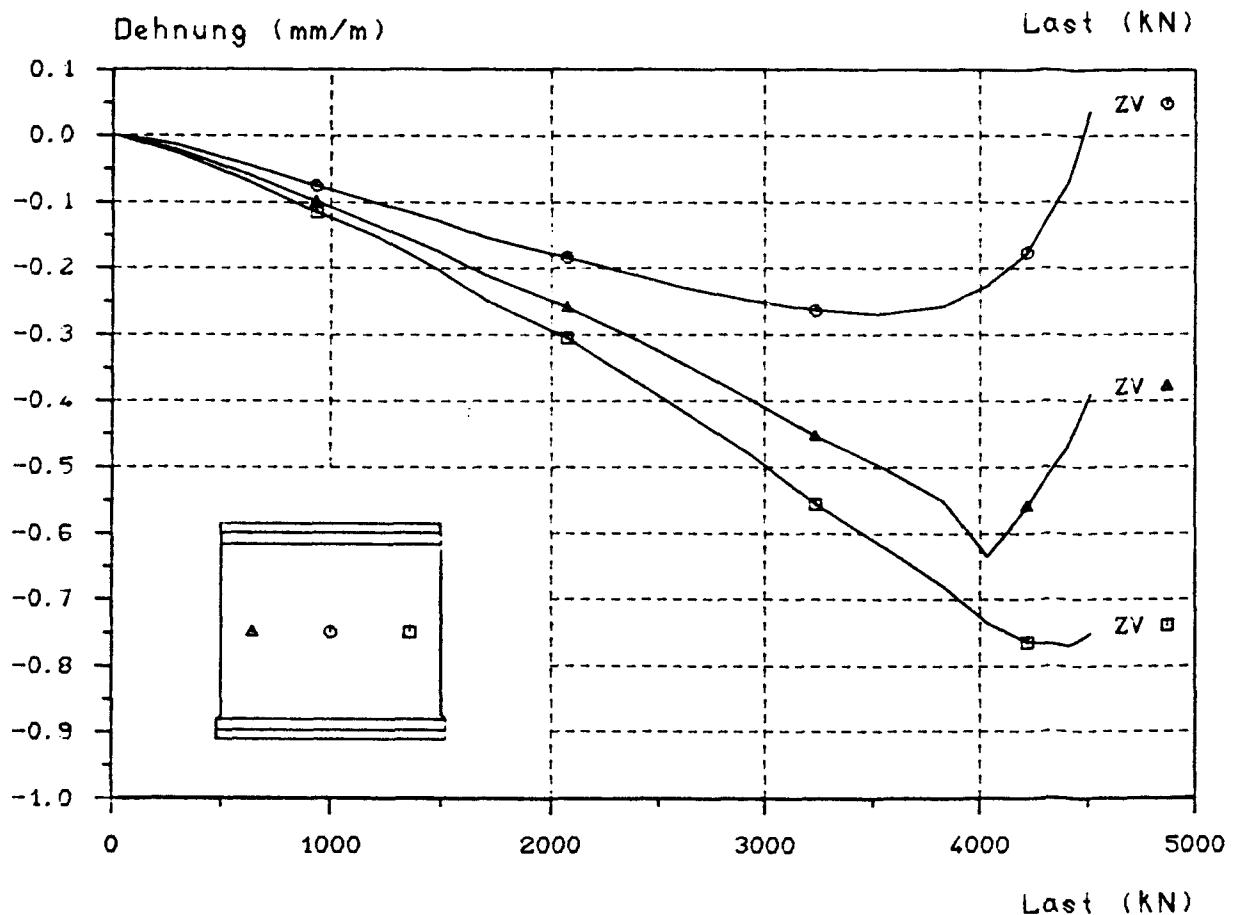
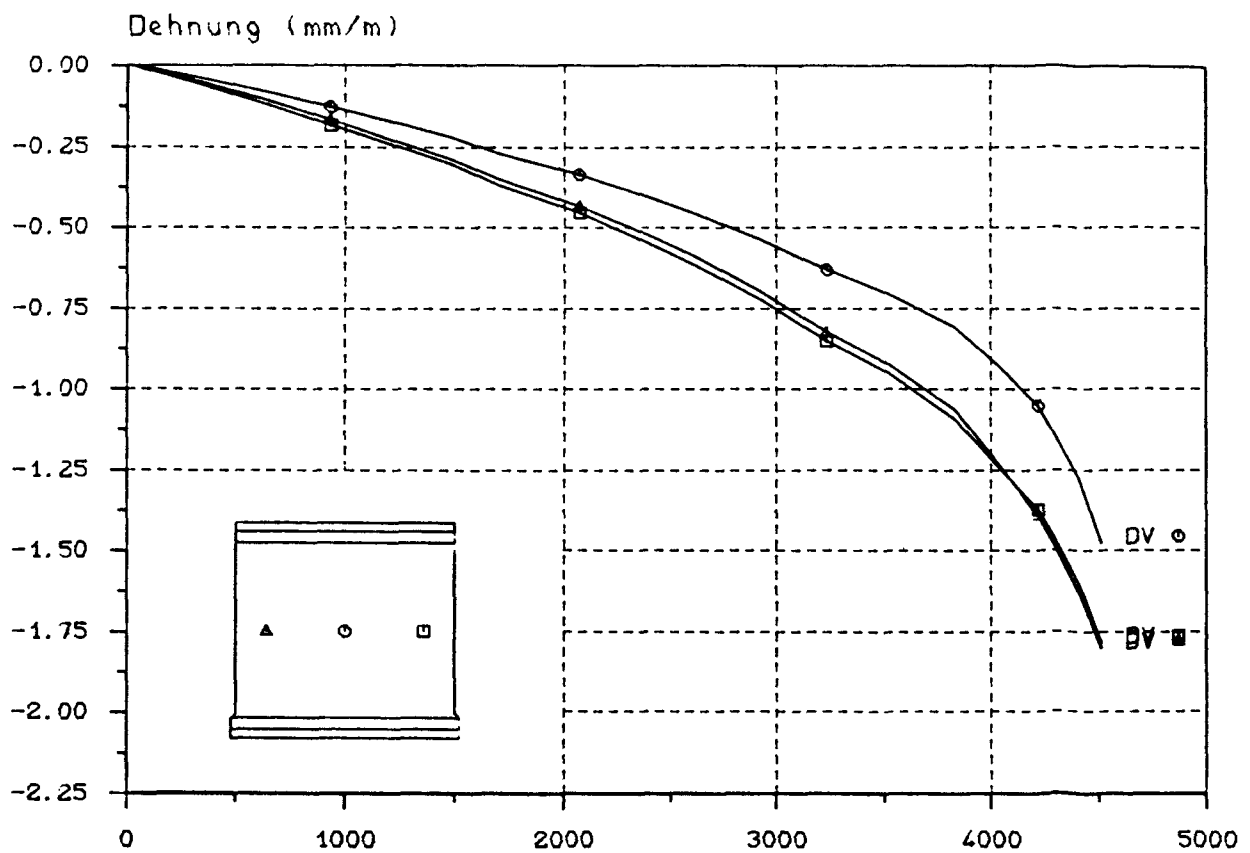


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 4333 kN

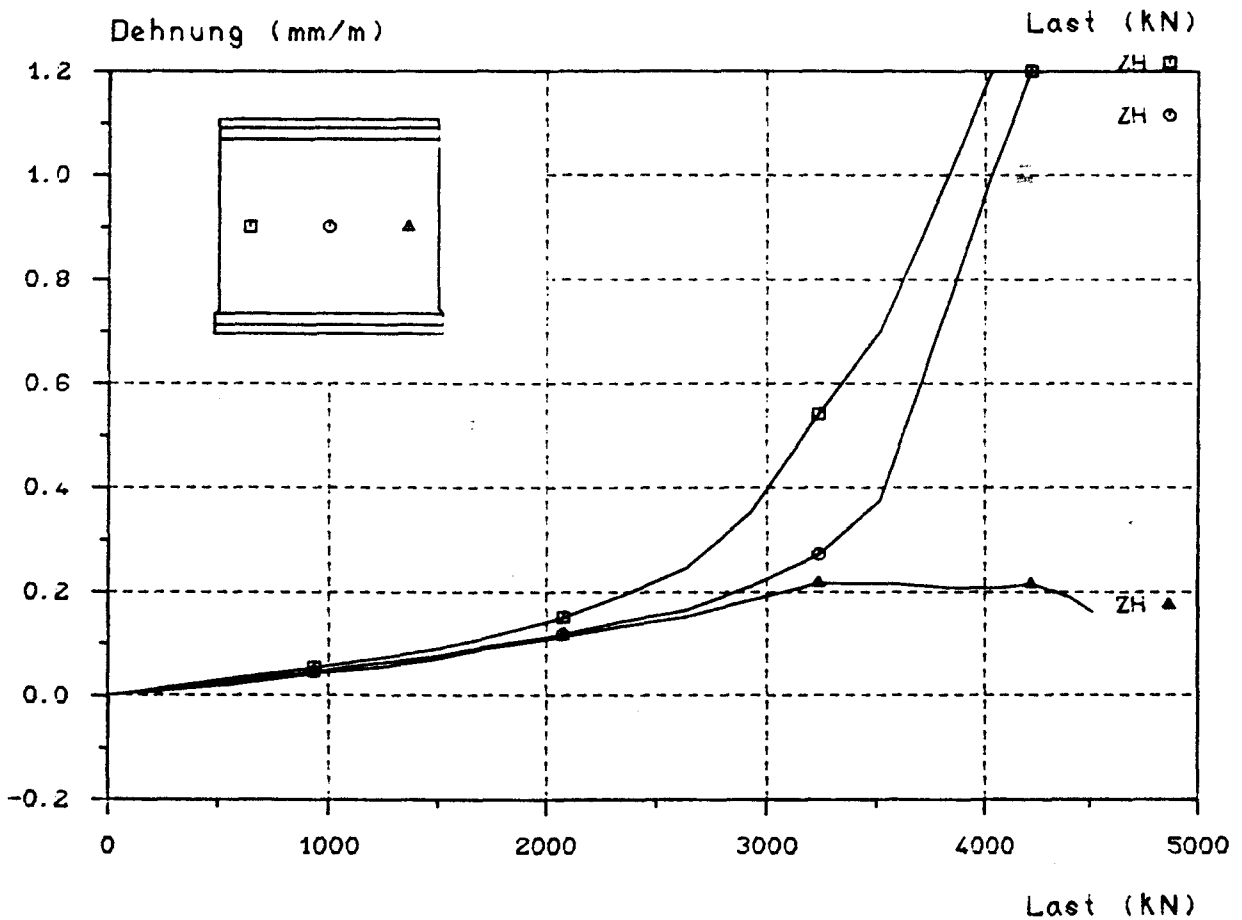
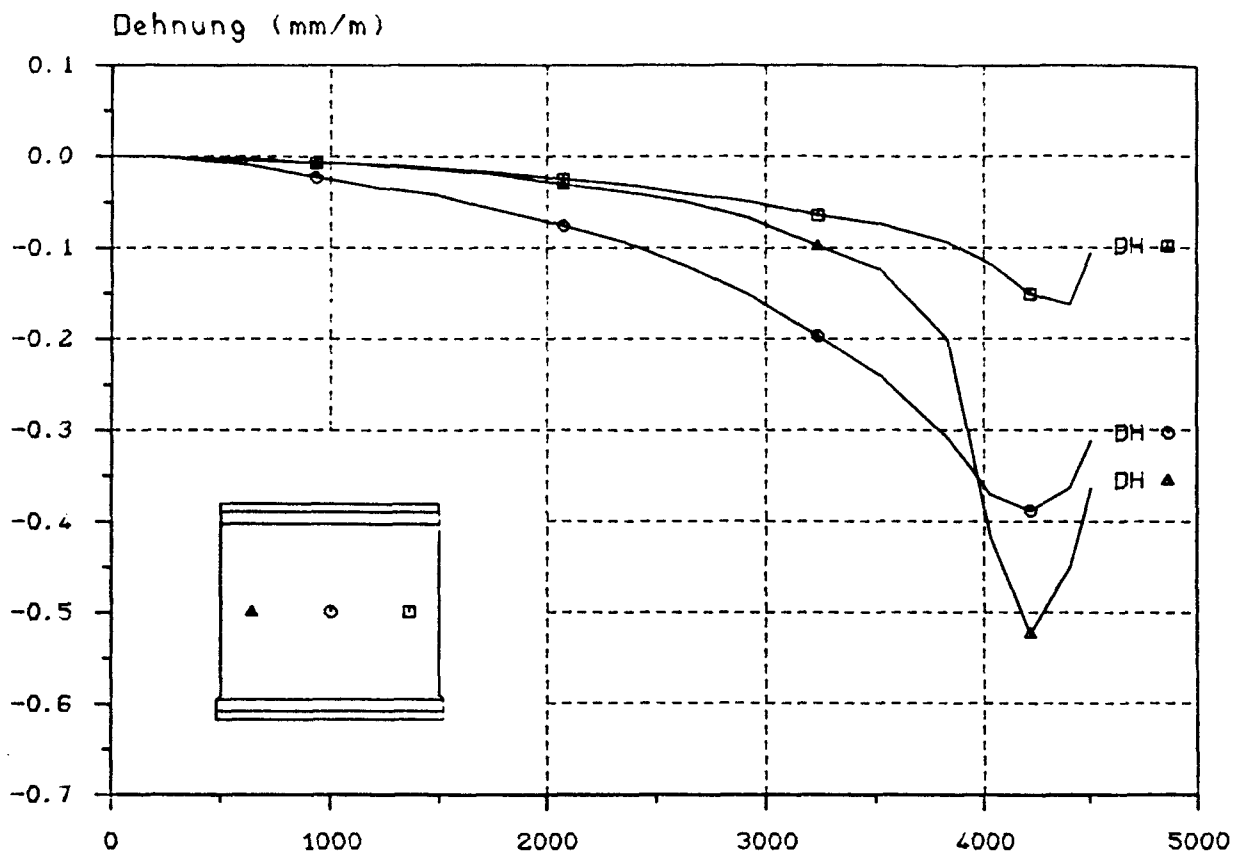


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

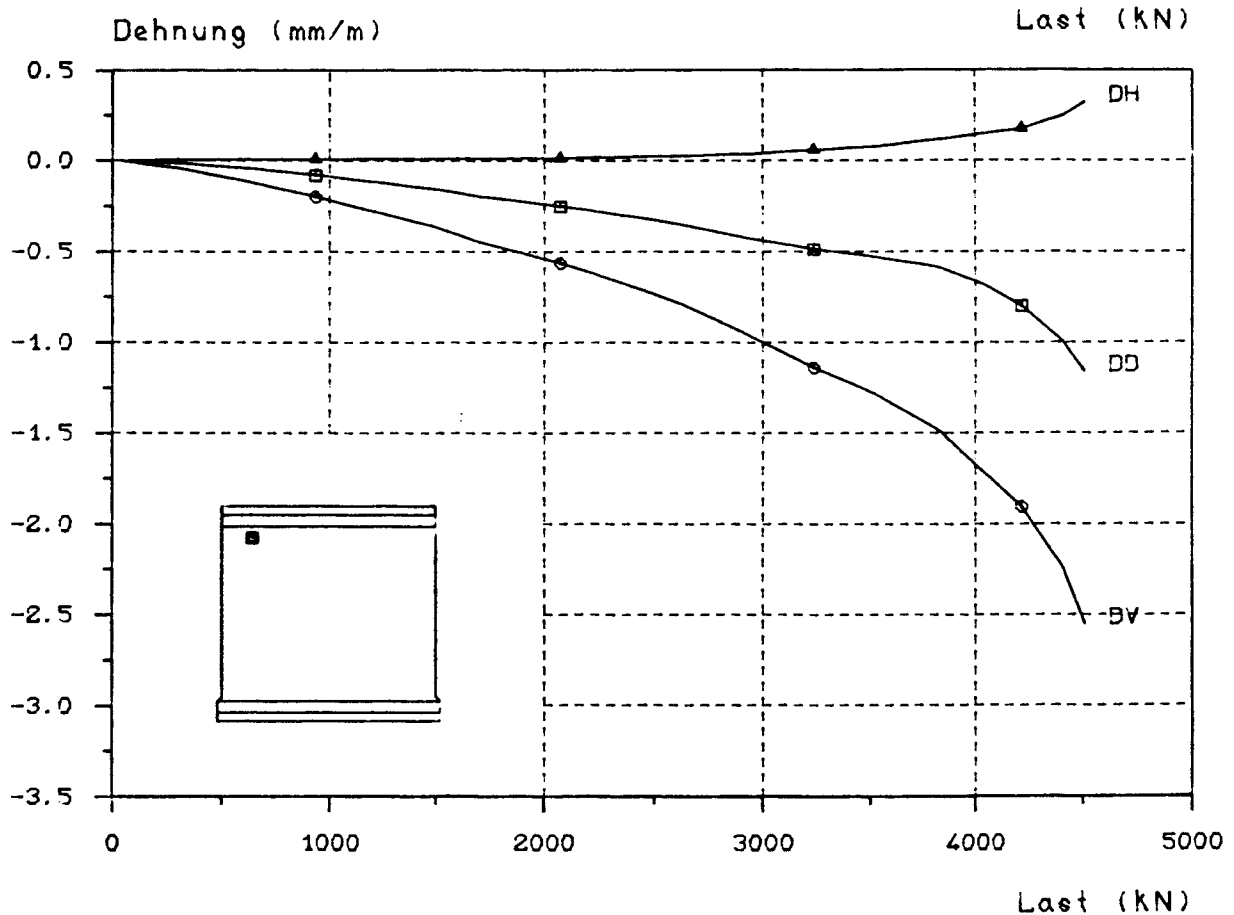
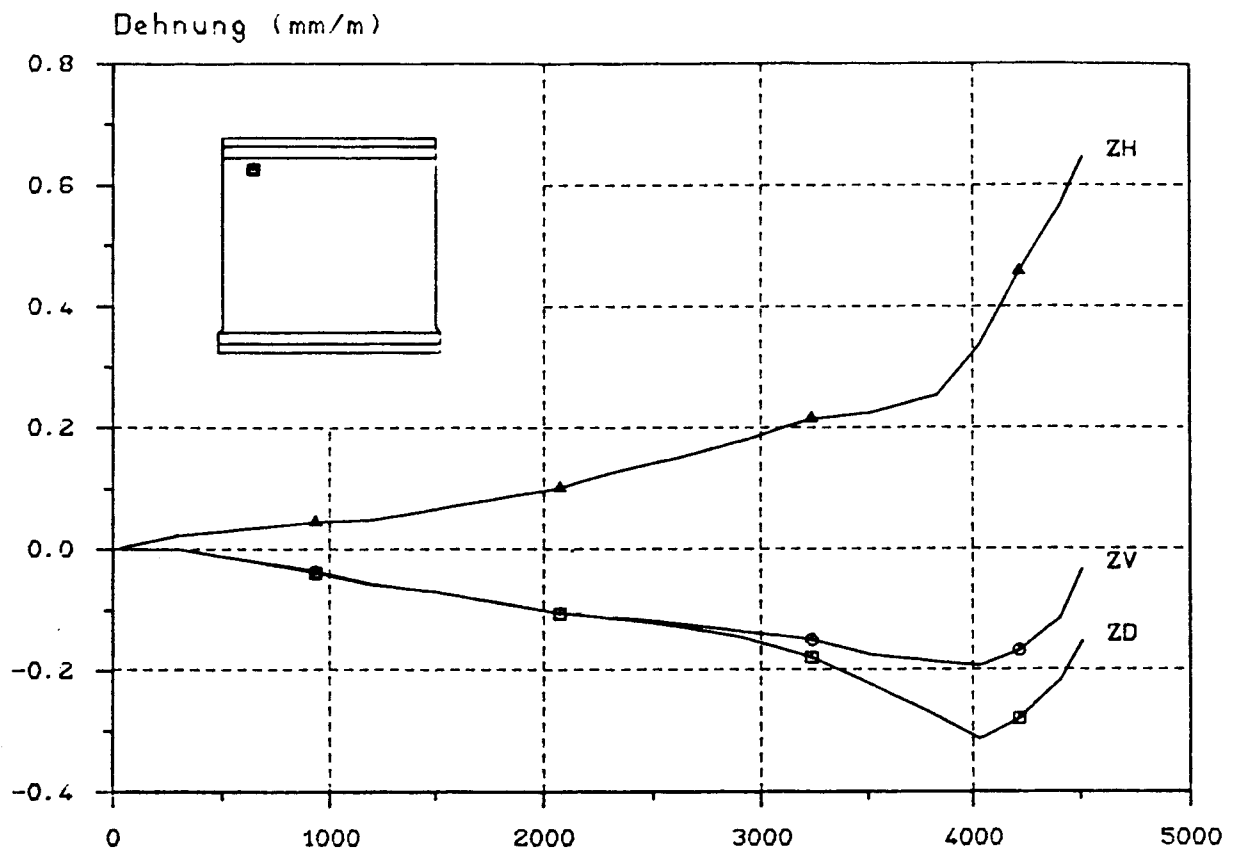
B I L D A 24

Versuchswand W 1



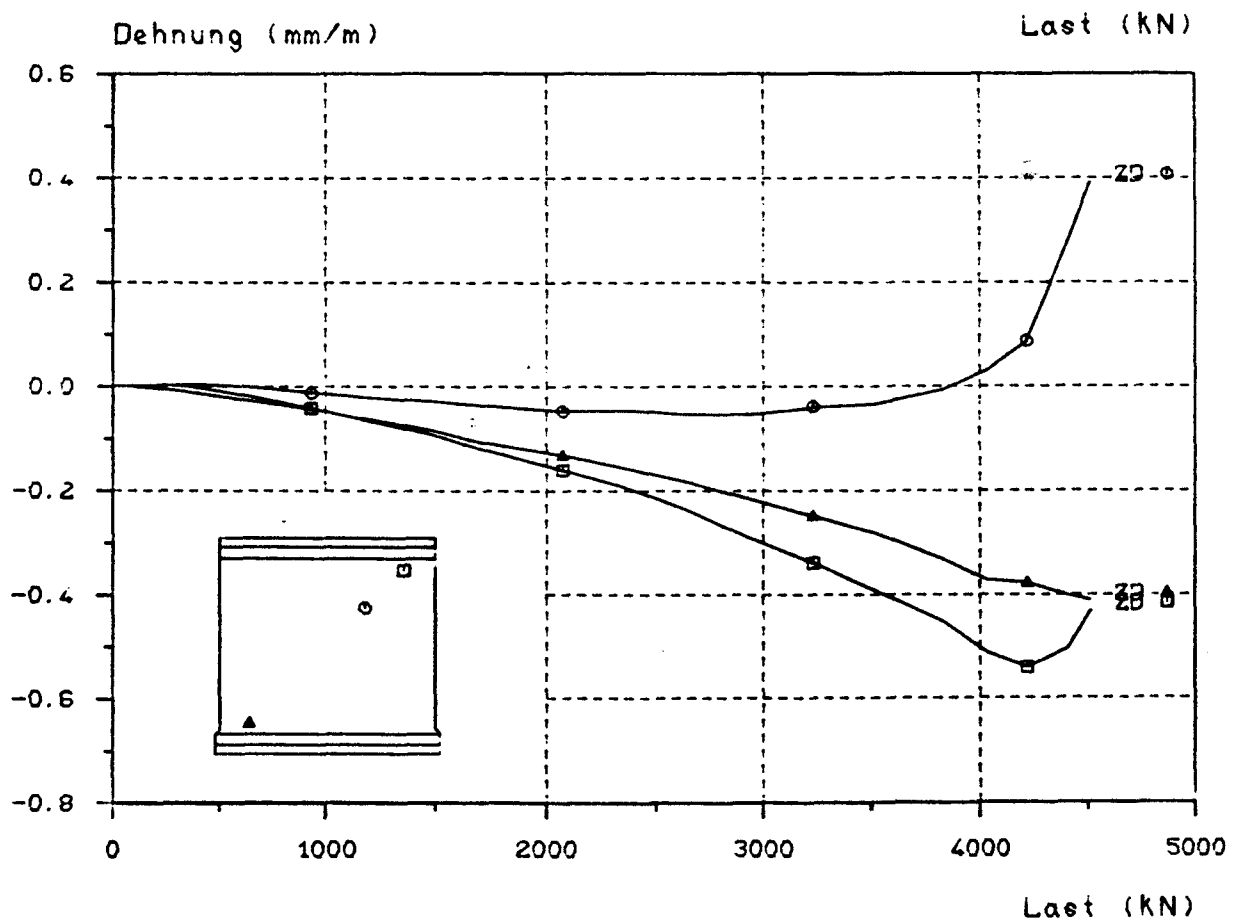
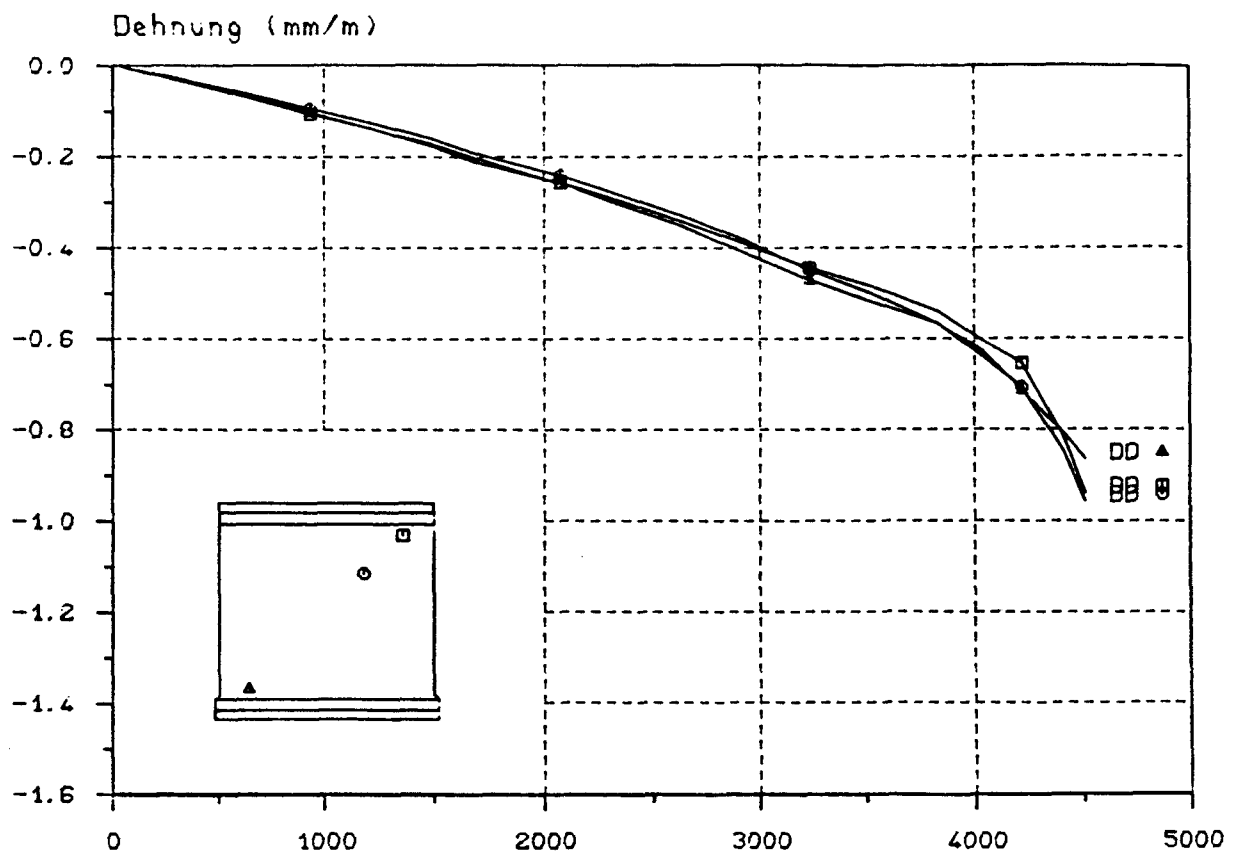
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

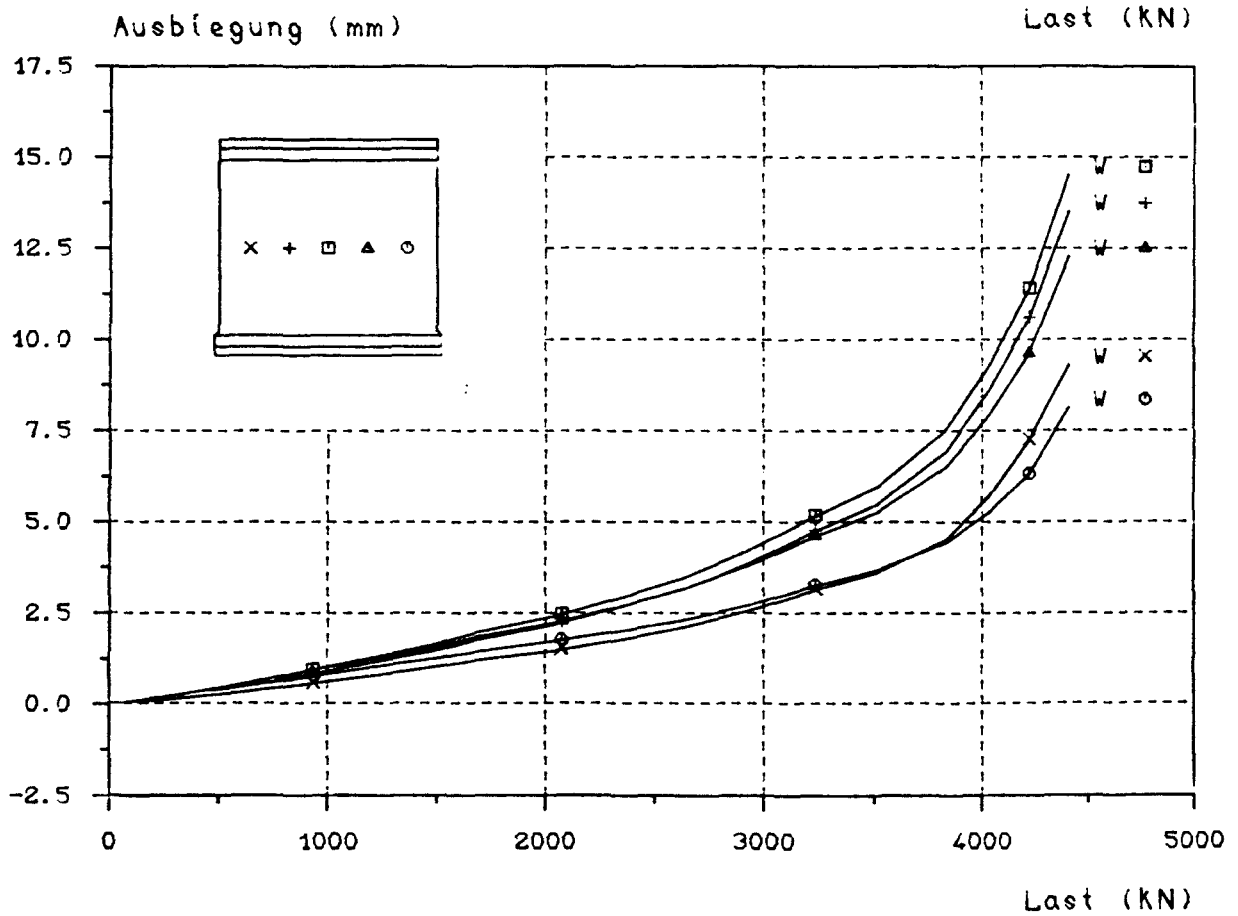
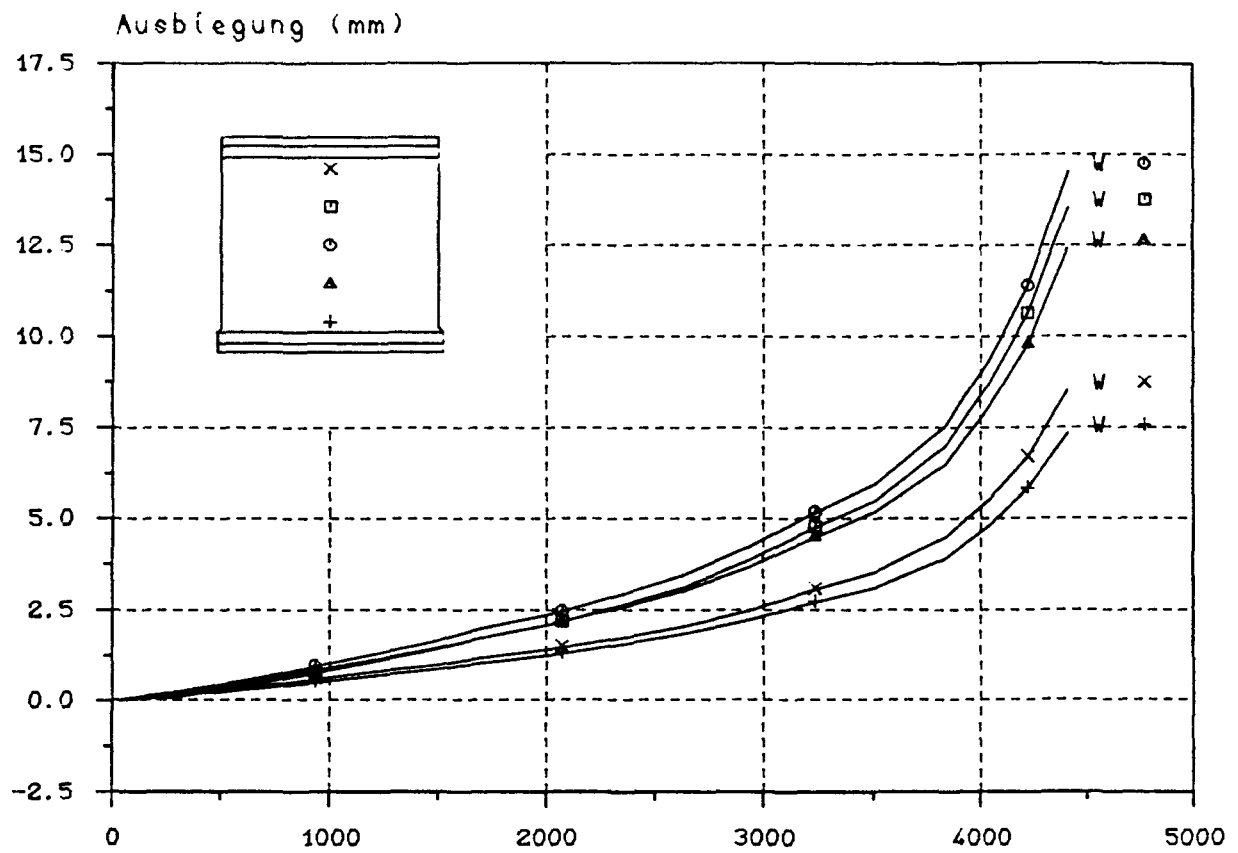


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 27

Versuchswand W 1

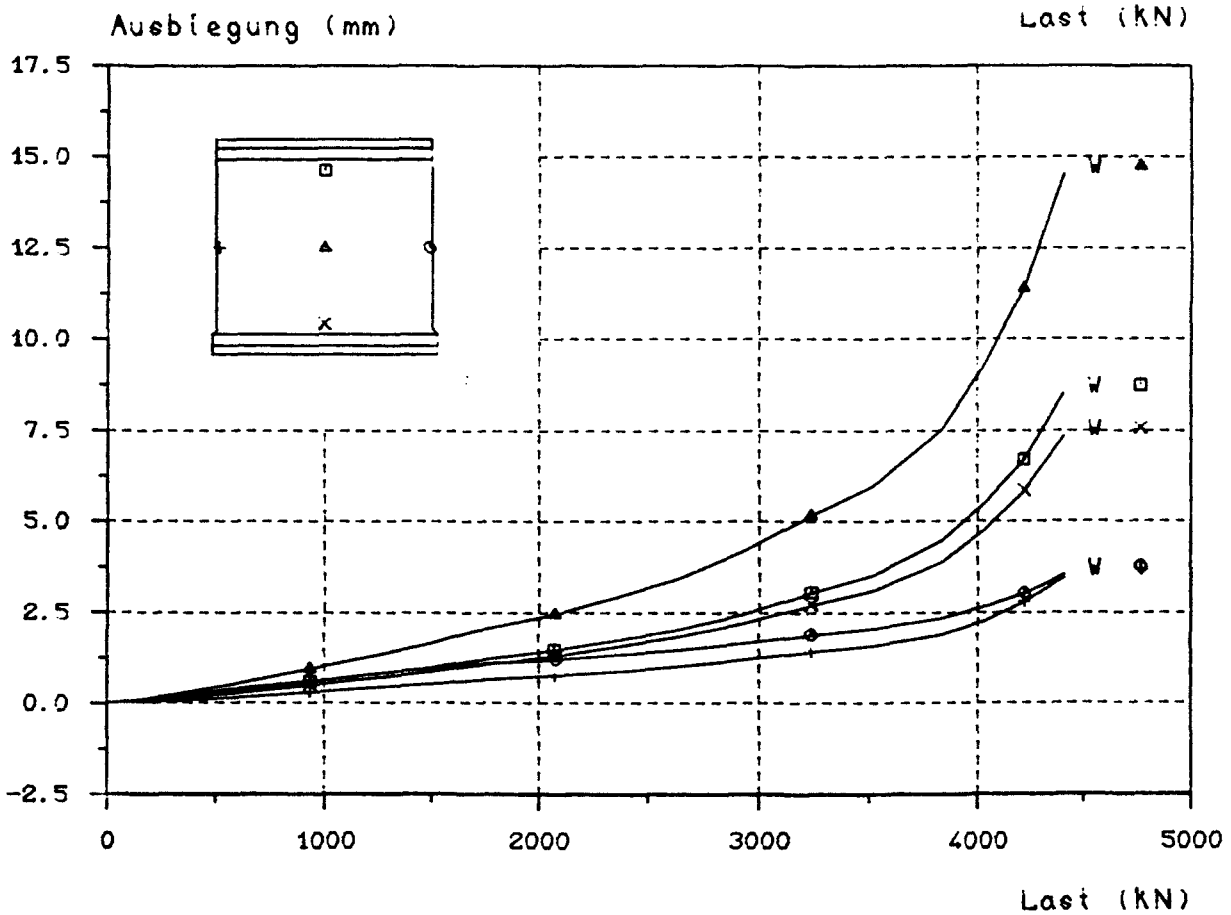
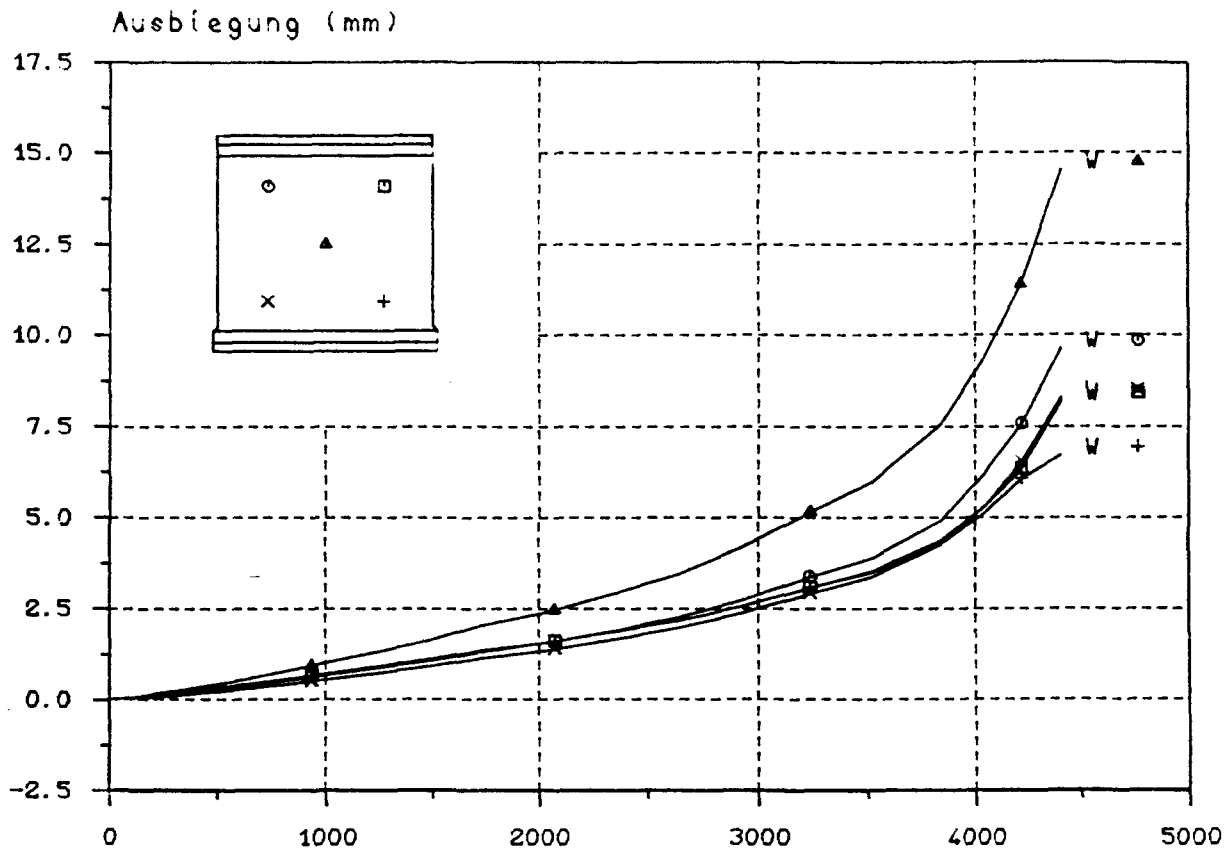


Ausbiegungs - Last - Diagramm

B I L D A 28

Versuchswand W 1

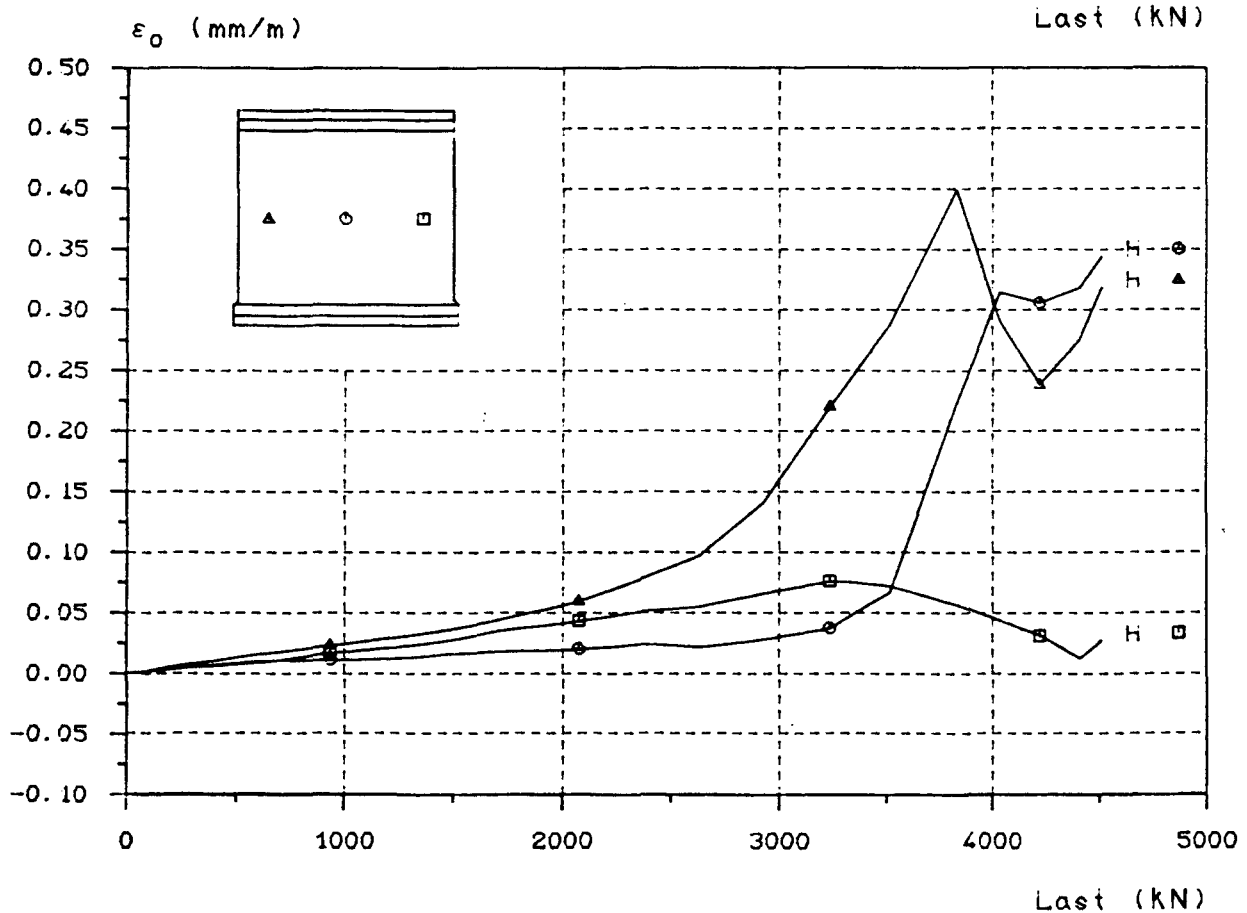
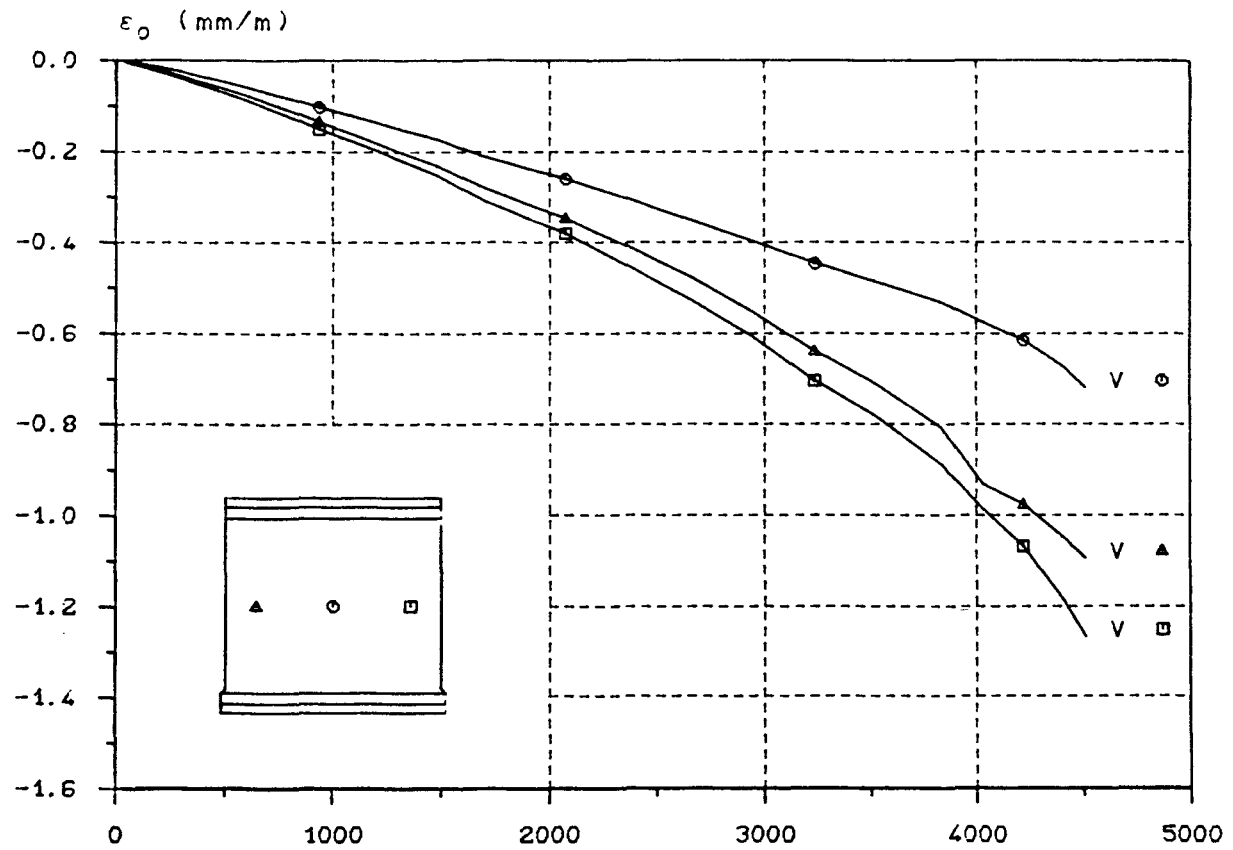




Ausbiegungs - Last - Diagramm

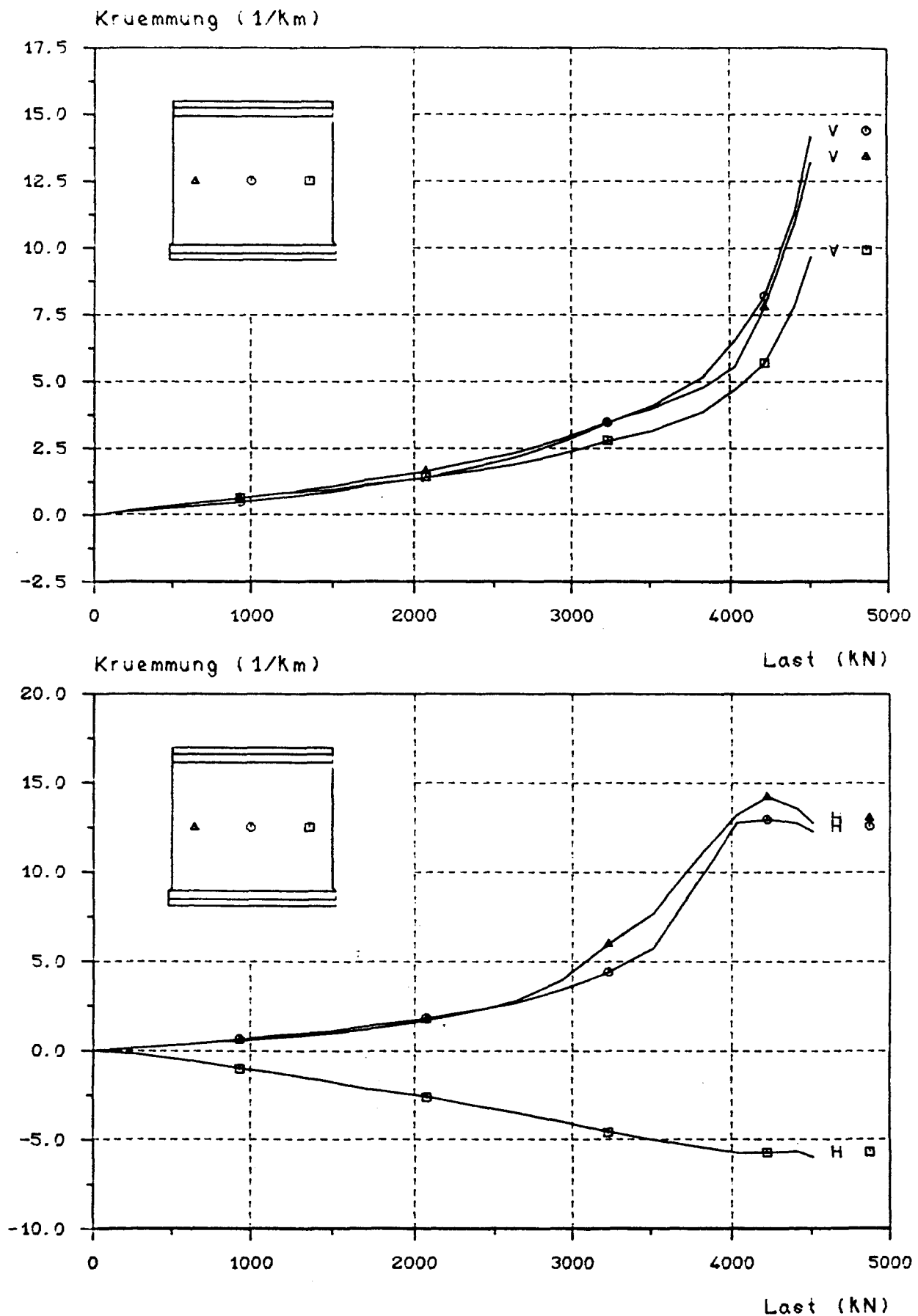
B I L D A 29

Versuchswand W 1



**Mittlere Dehnungs - Last - Diagramm**

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal





V e r s u c h s w a n d   W 2

4-seitig gelagert

d            = 106,2 mm

$e_K/d$        = 0,19

B e t o n

Alter       = 29 Tage

$\beta_{WVD}$        = 30,8    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_P$           = 25,5    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$         = 3,12    N/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

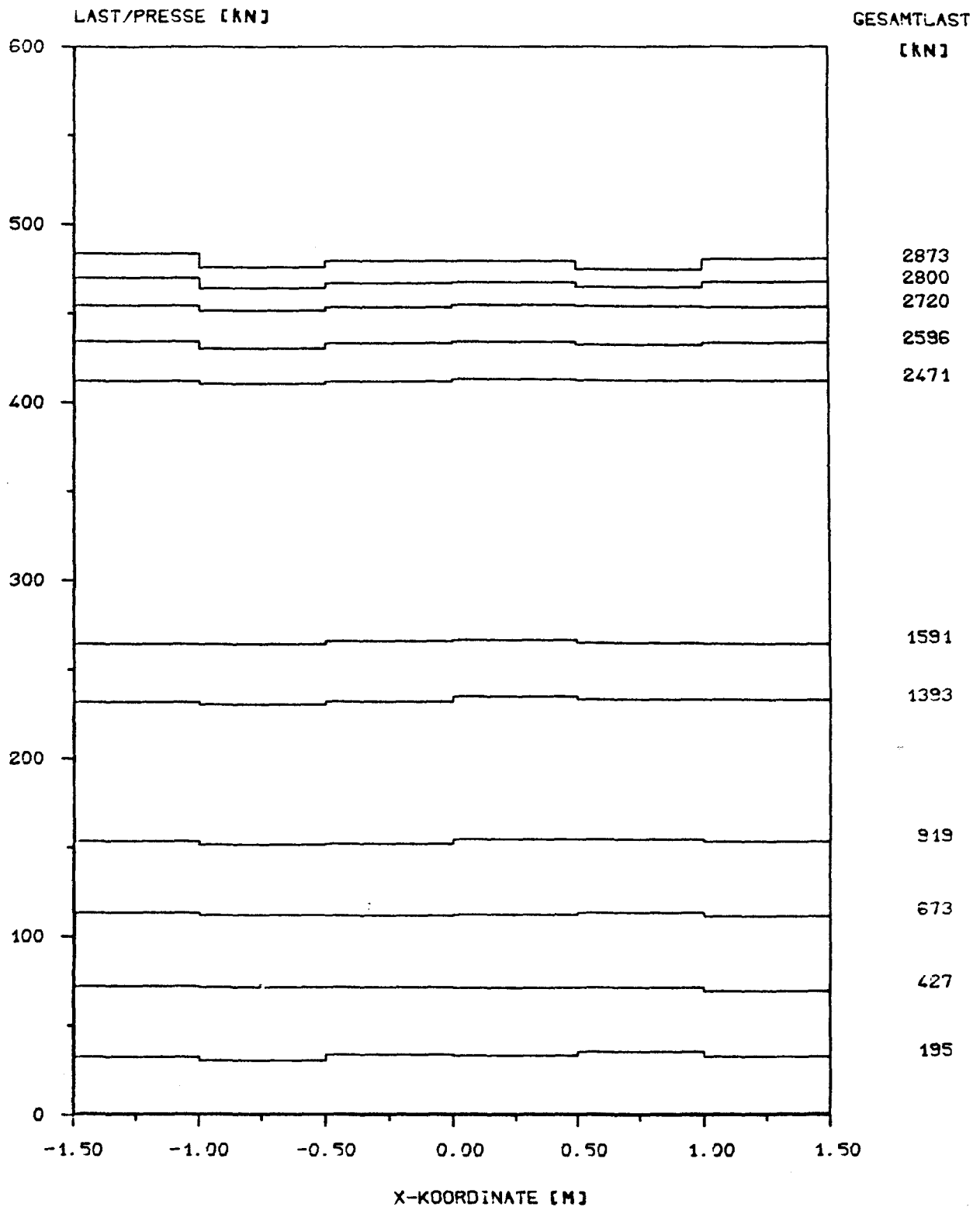
Lagermatte R 131

beidseitig

E r g e b n i s

tot  $F_u$     = 2,920 MN





Pressendruckverteilung

B I L D A 33

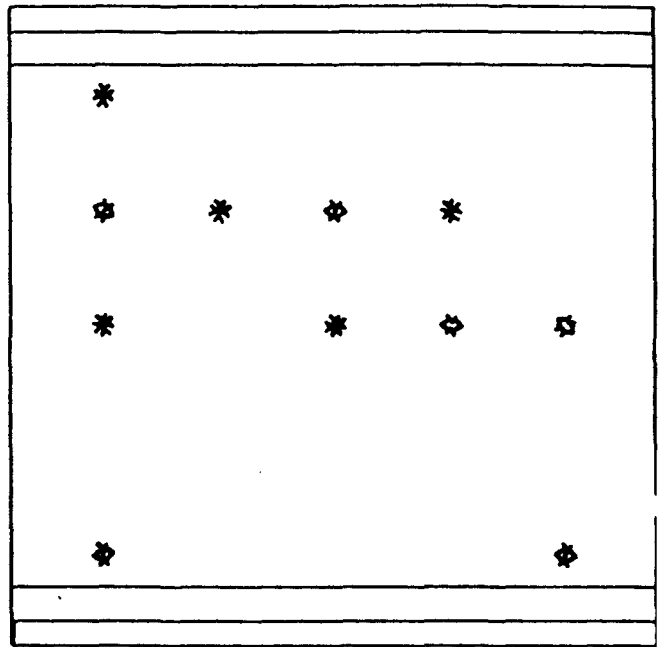
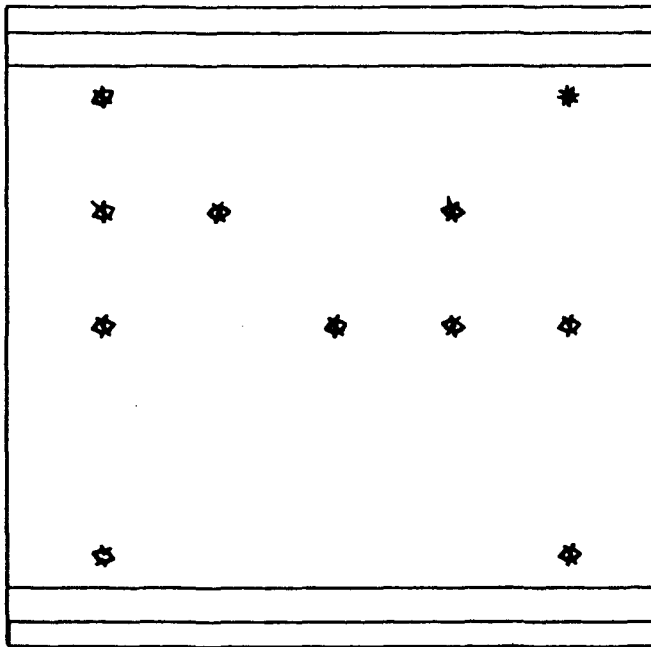
Versuchswand W 2

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

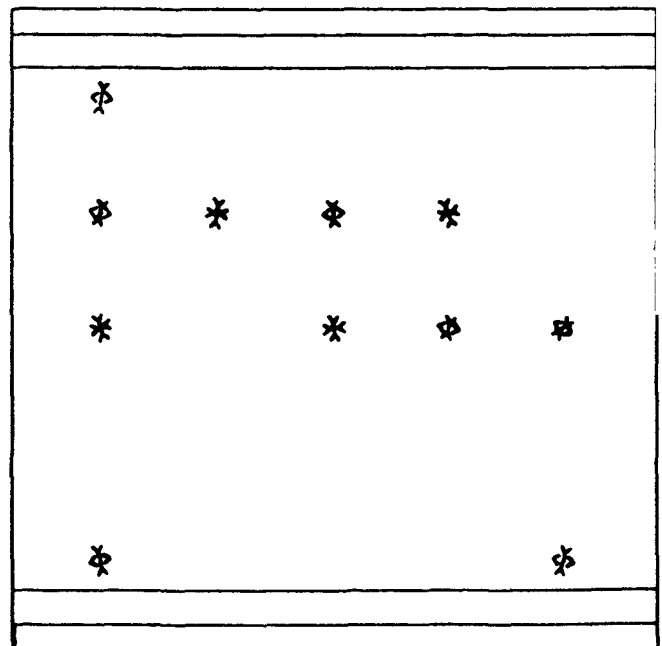
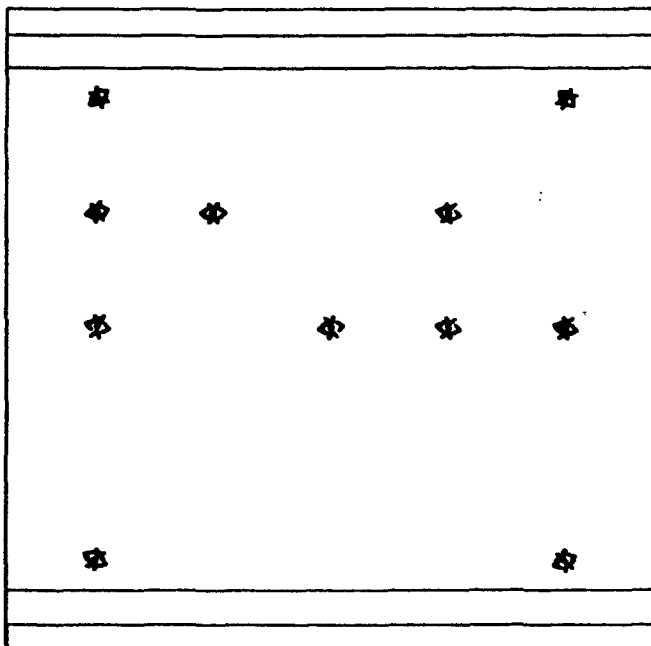
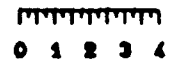
Zugseite

Last = 427 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 917 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   34

Versuchswand W 2

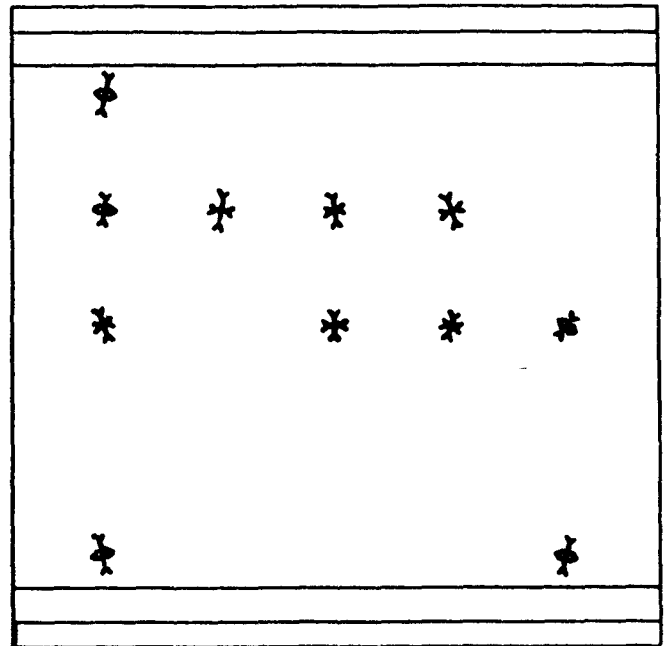
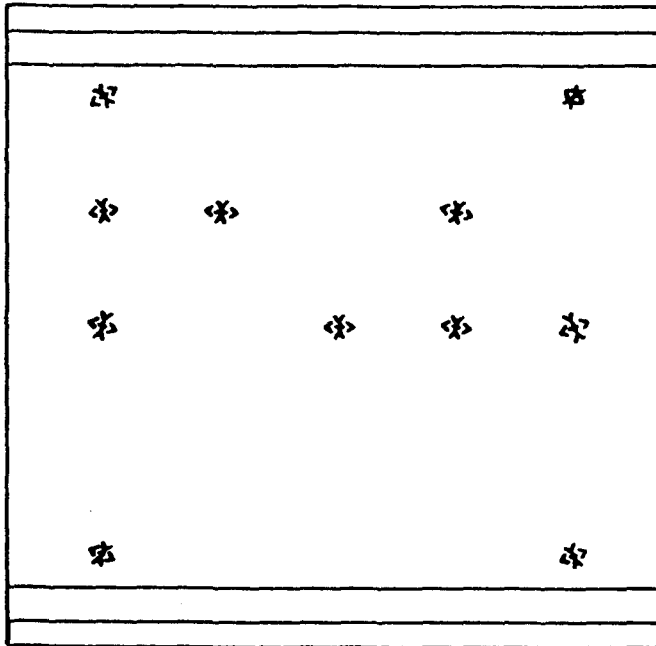


A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

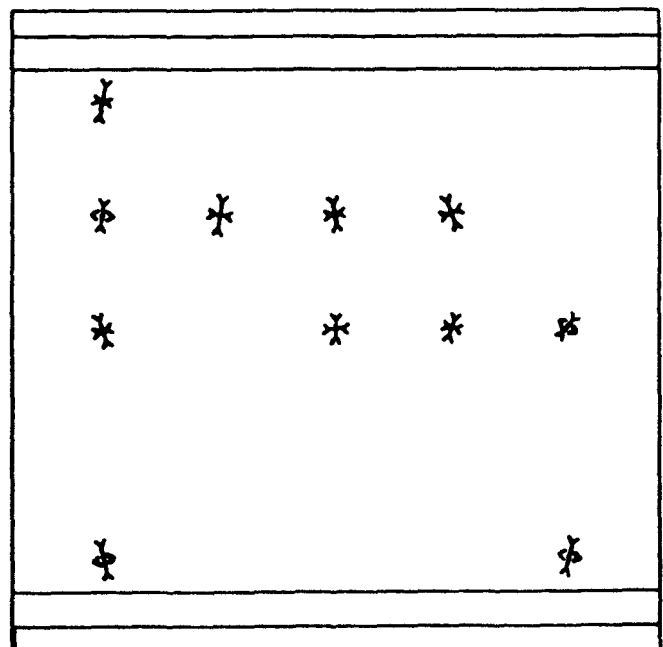
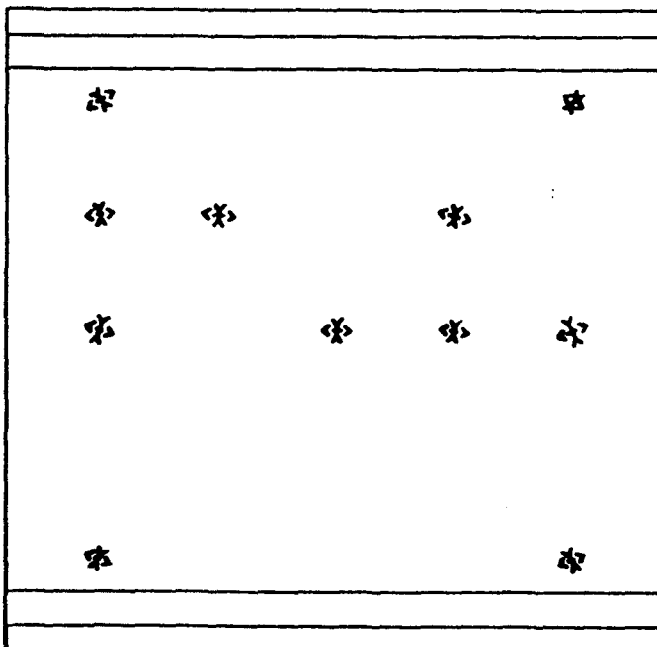
Last = 1591 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m

0 1 2 3 4



Zugseite

Last = 1620 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   35

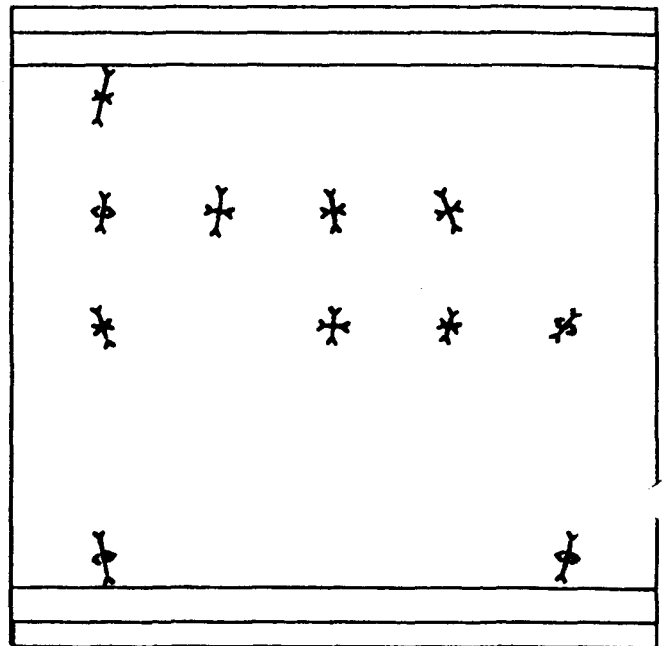
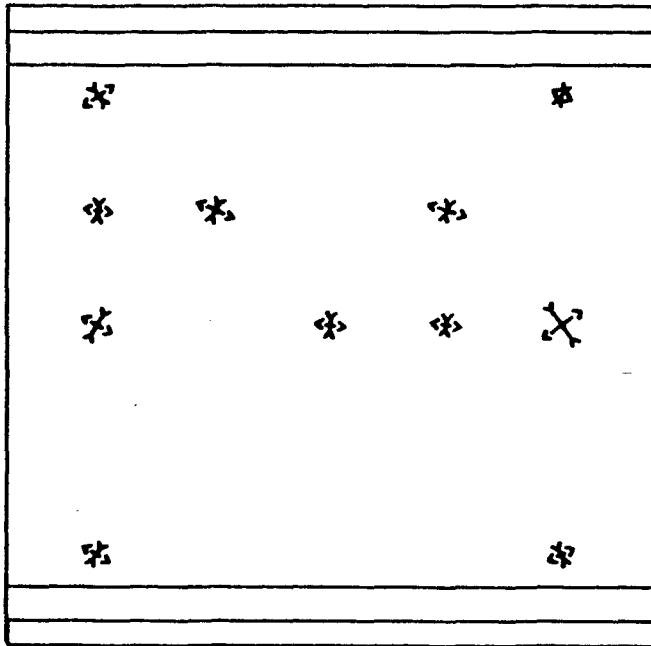
Versuchswand W 2

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

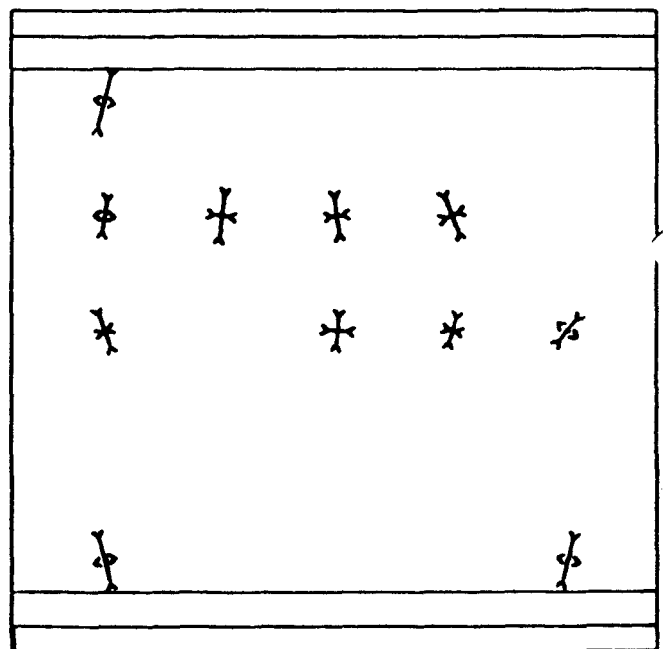
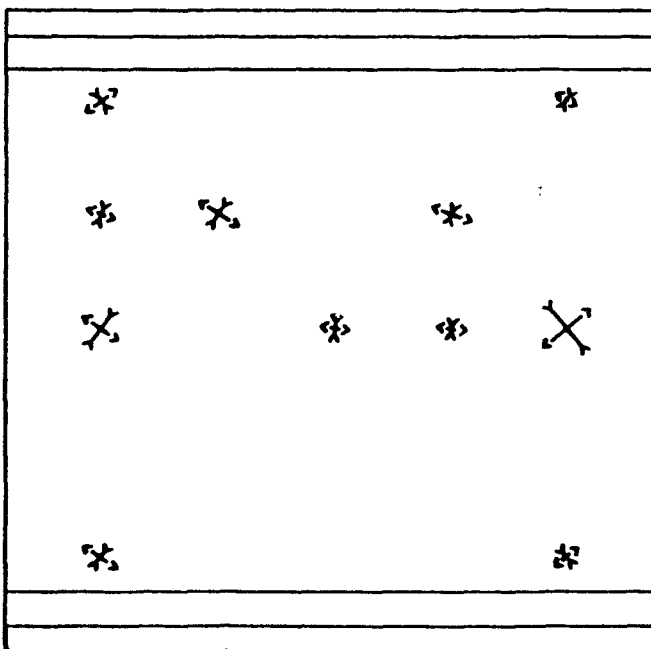
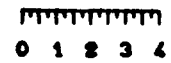
Zugseite

Last = 2110 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2340 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   36

Versuchswand W 2

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite Rißbild

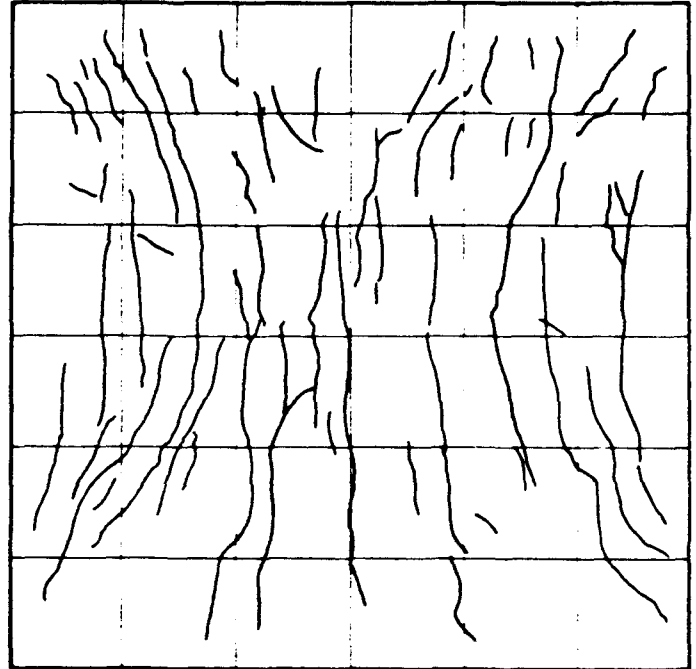
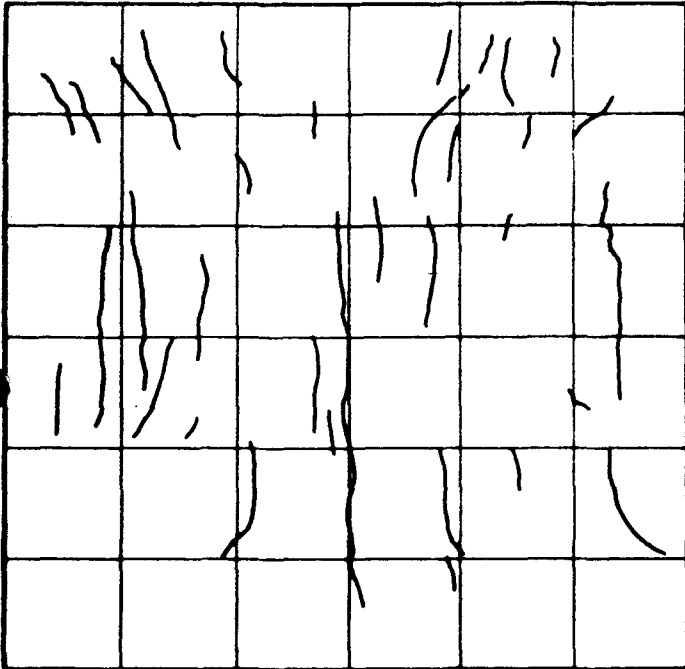
Zugseite Rißbild

Laststufe 7

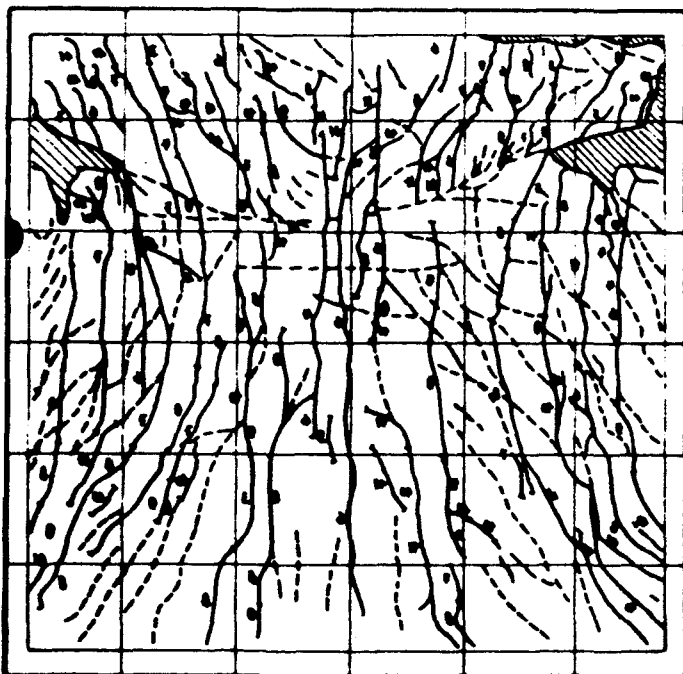
Laststufe 10

Last = 1602 kN

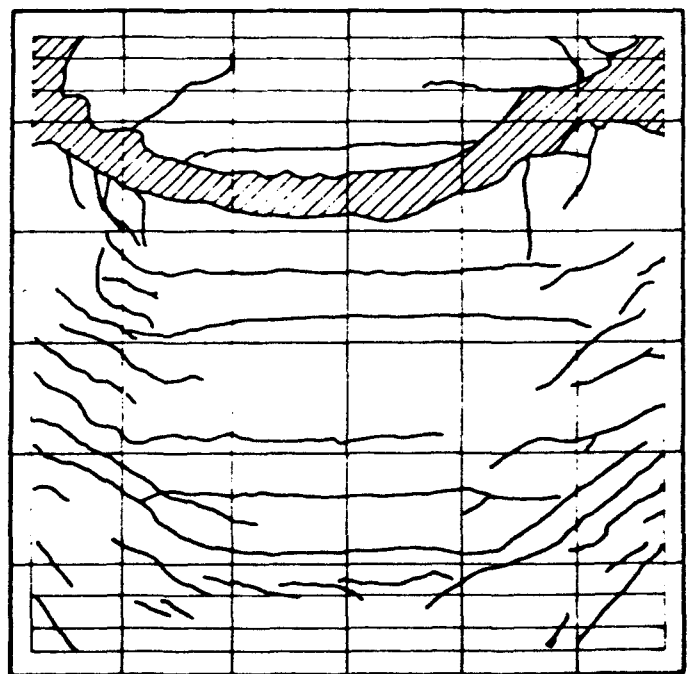
Last = 923 kN



R i ß - u n d   B r u c h b i l d e r



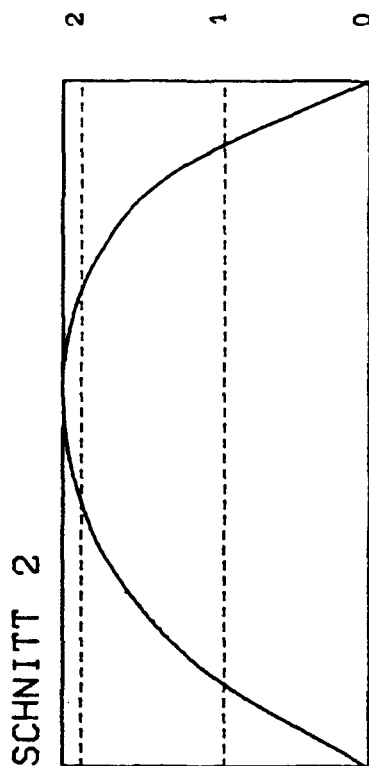
Zugseite Bruchbild



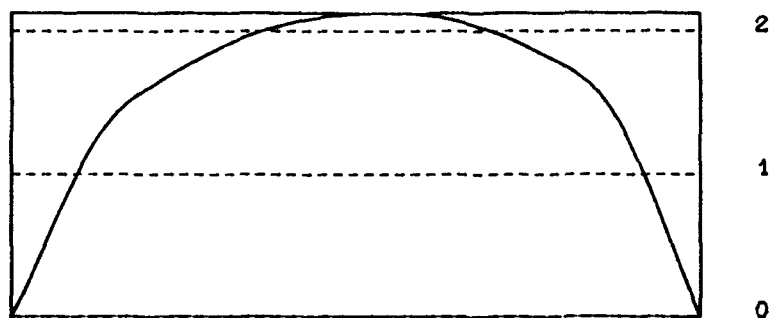
Druckseite Bruchbild

B I L D   A   3 7

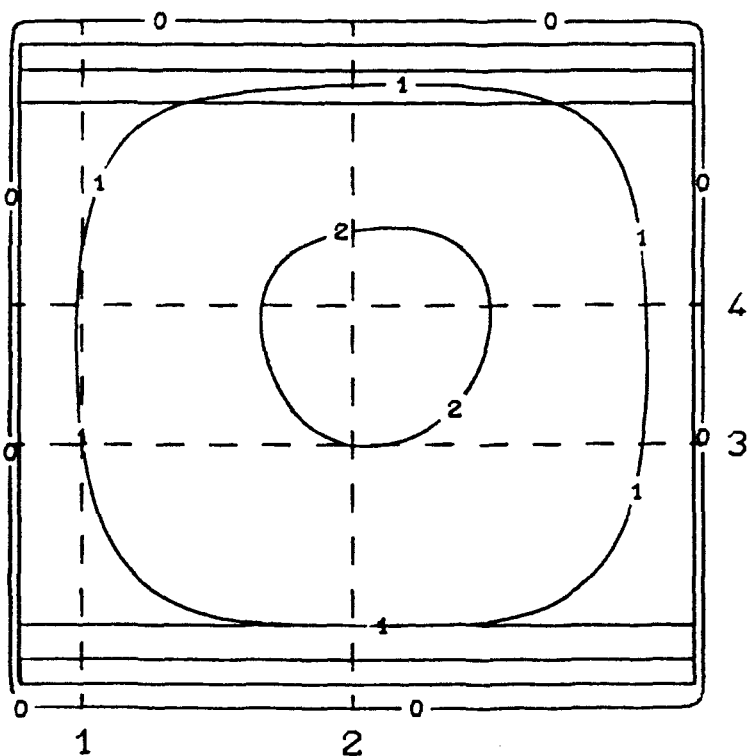
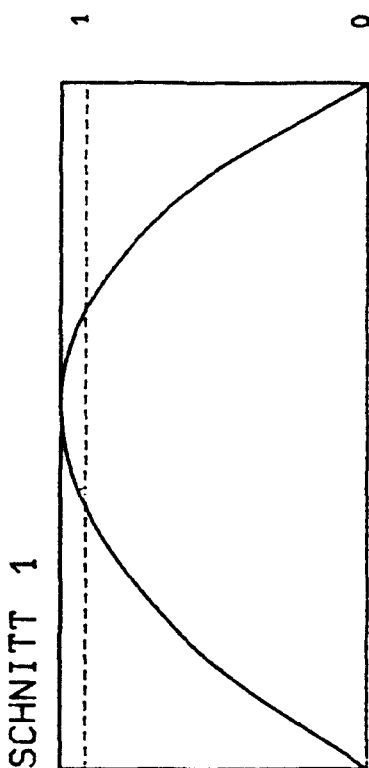
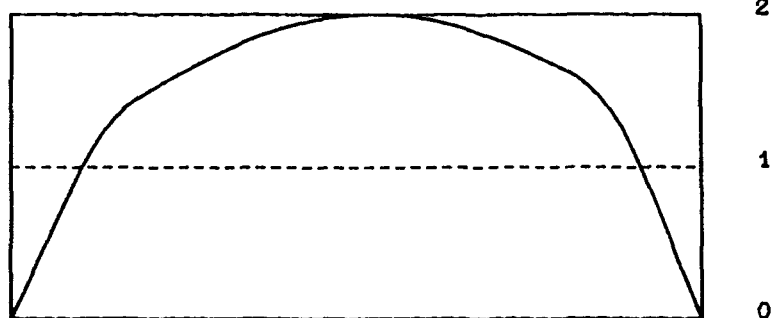
Versuchswand W 2



SCHNITT 4

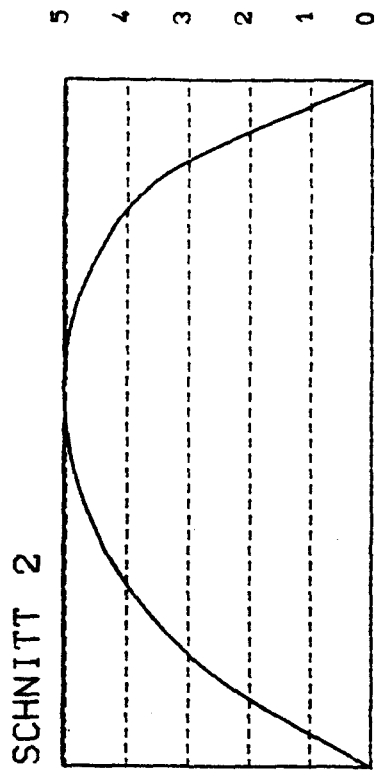


SCHNITT 3

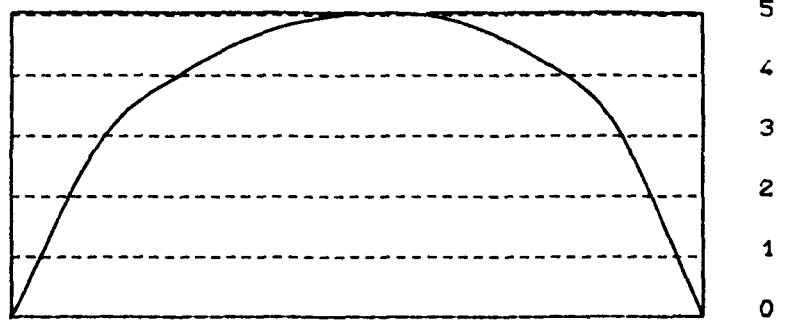


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

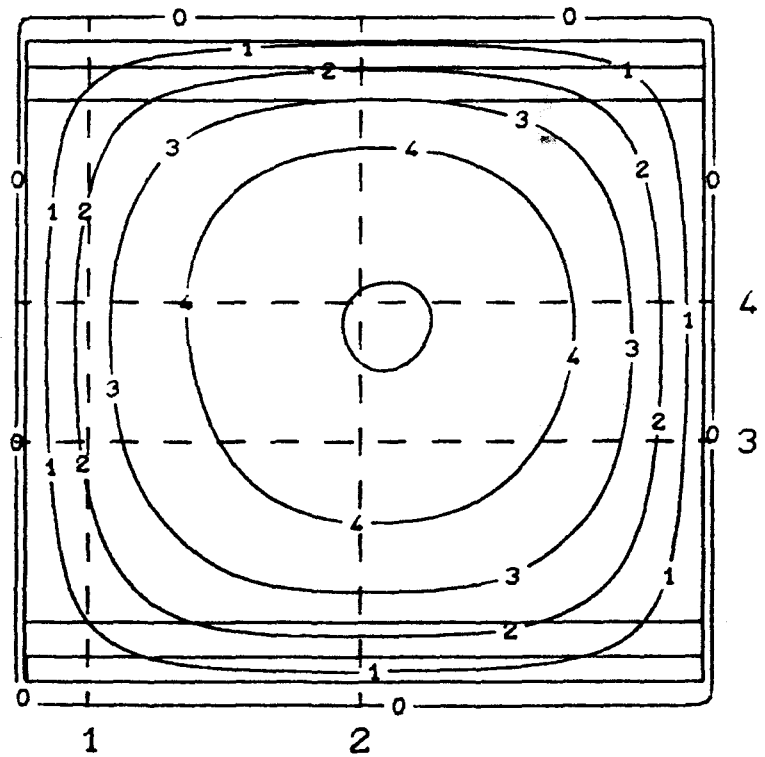
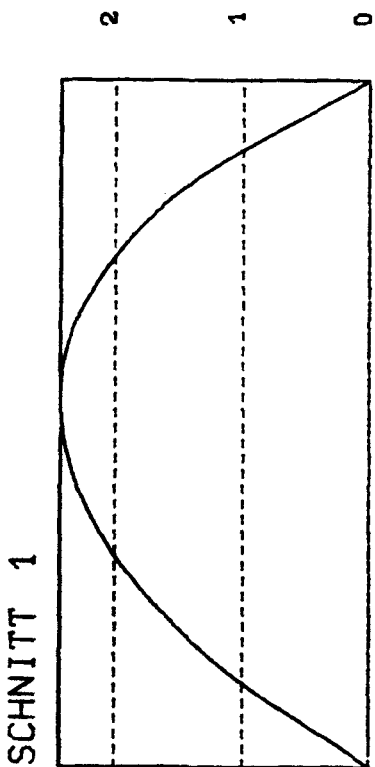
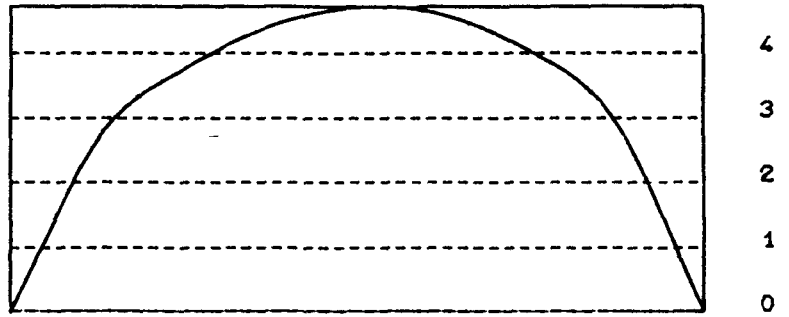
Last = 919 kN



SCHNITT 4

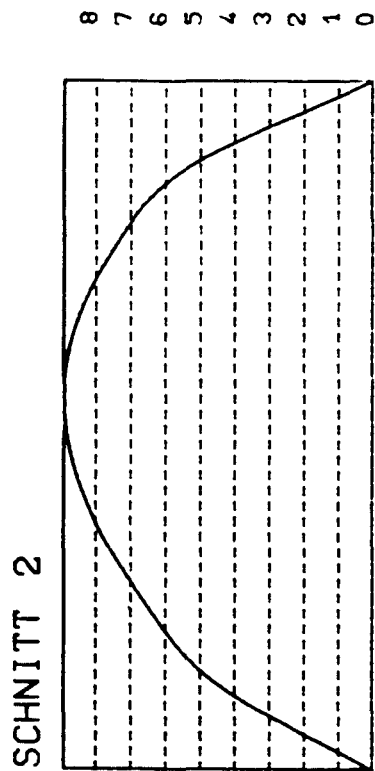


SCHNITT 3

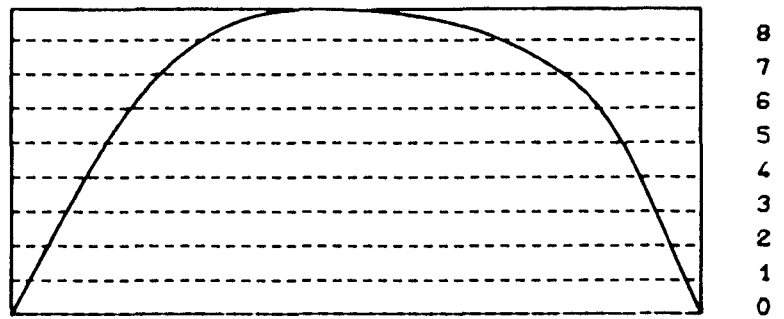


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

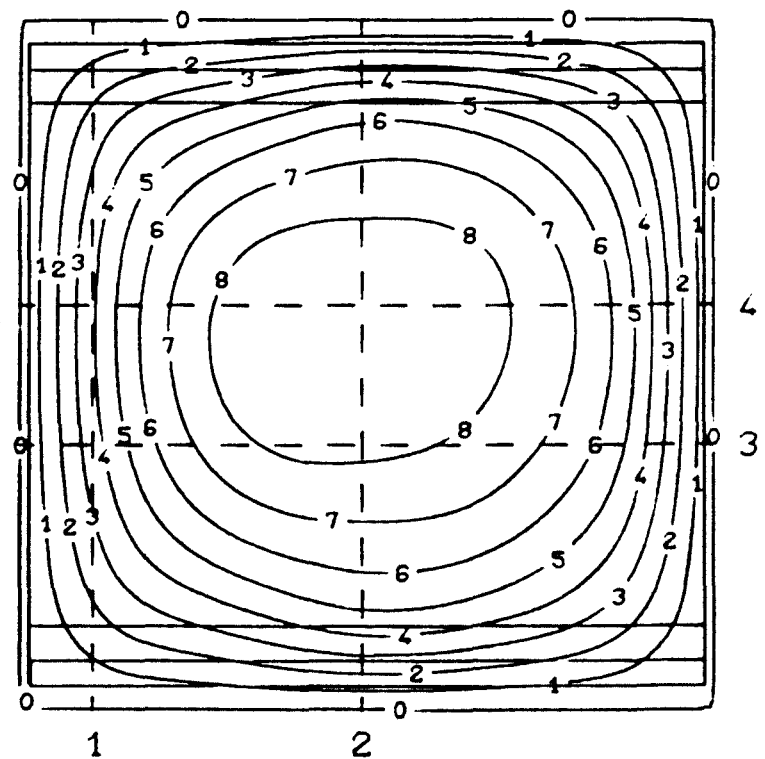
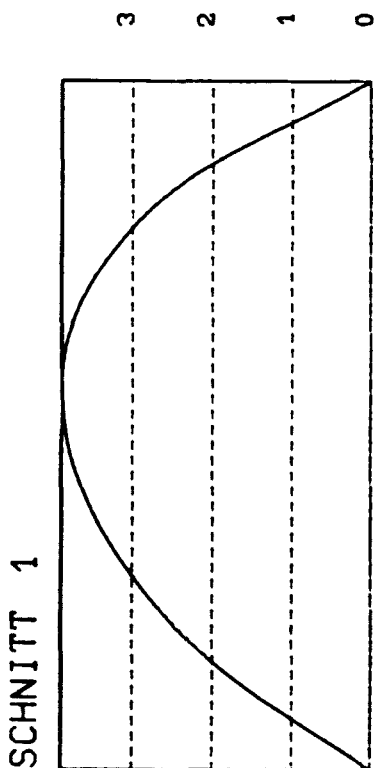
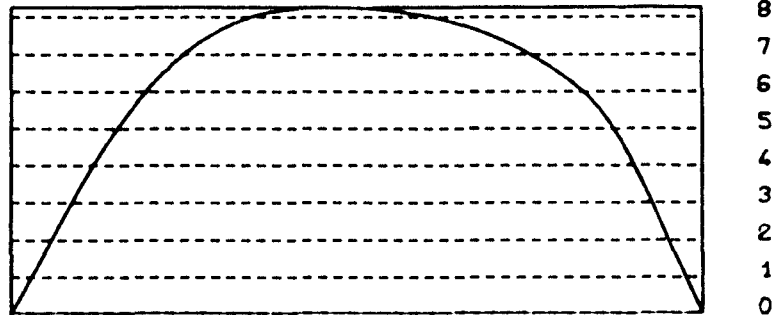
Last = 1591 kN



SCHNITT 4

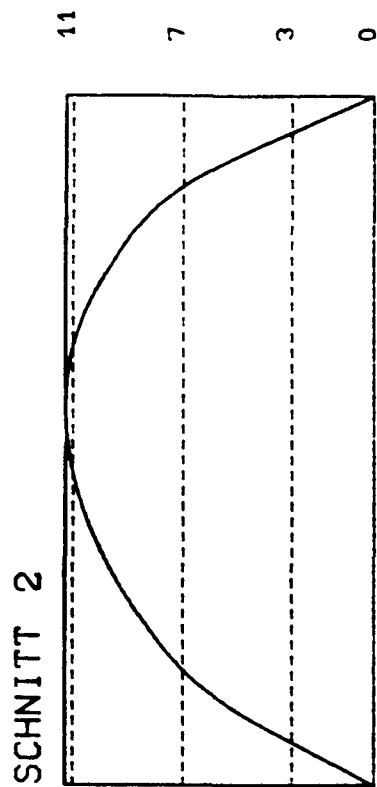


SCHNITT 3

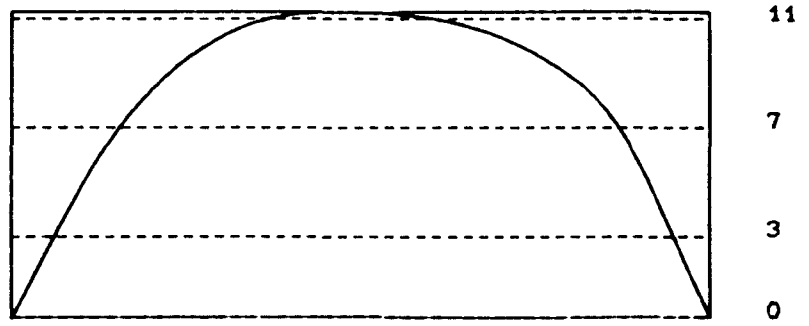


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

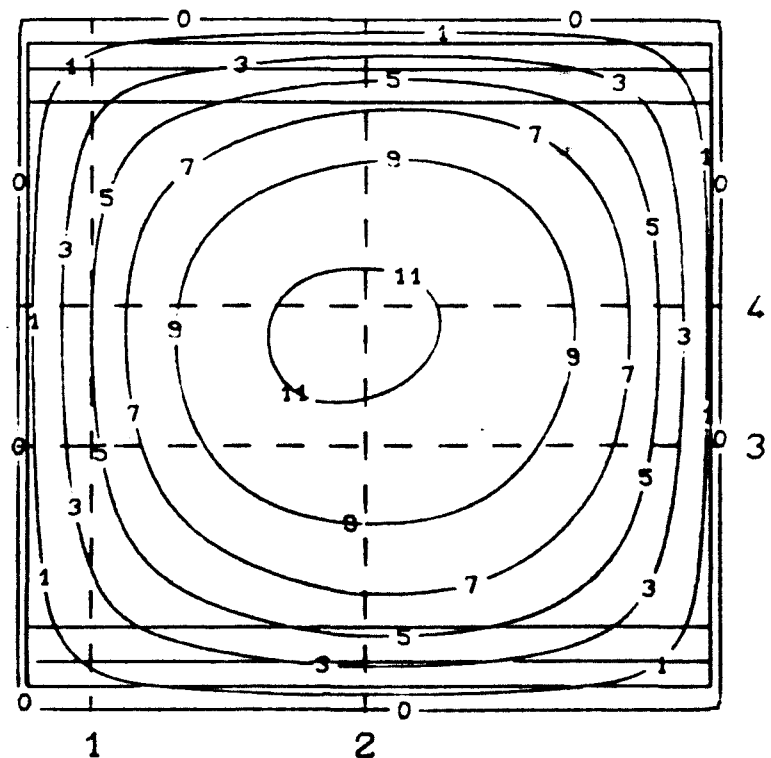
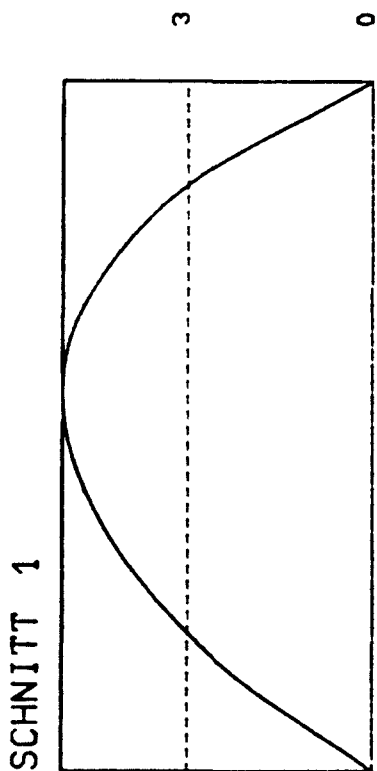
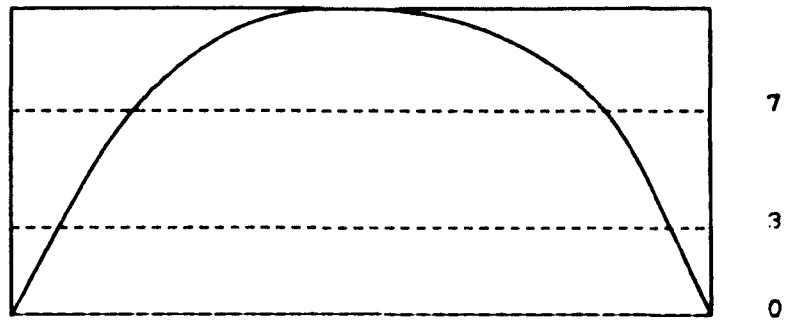
Last = 2110 kN



SCHNITT 4



SCHNITT 3



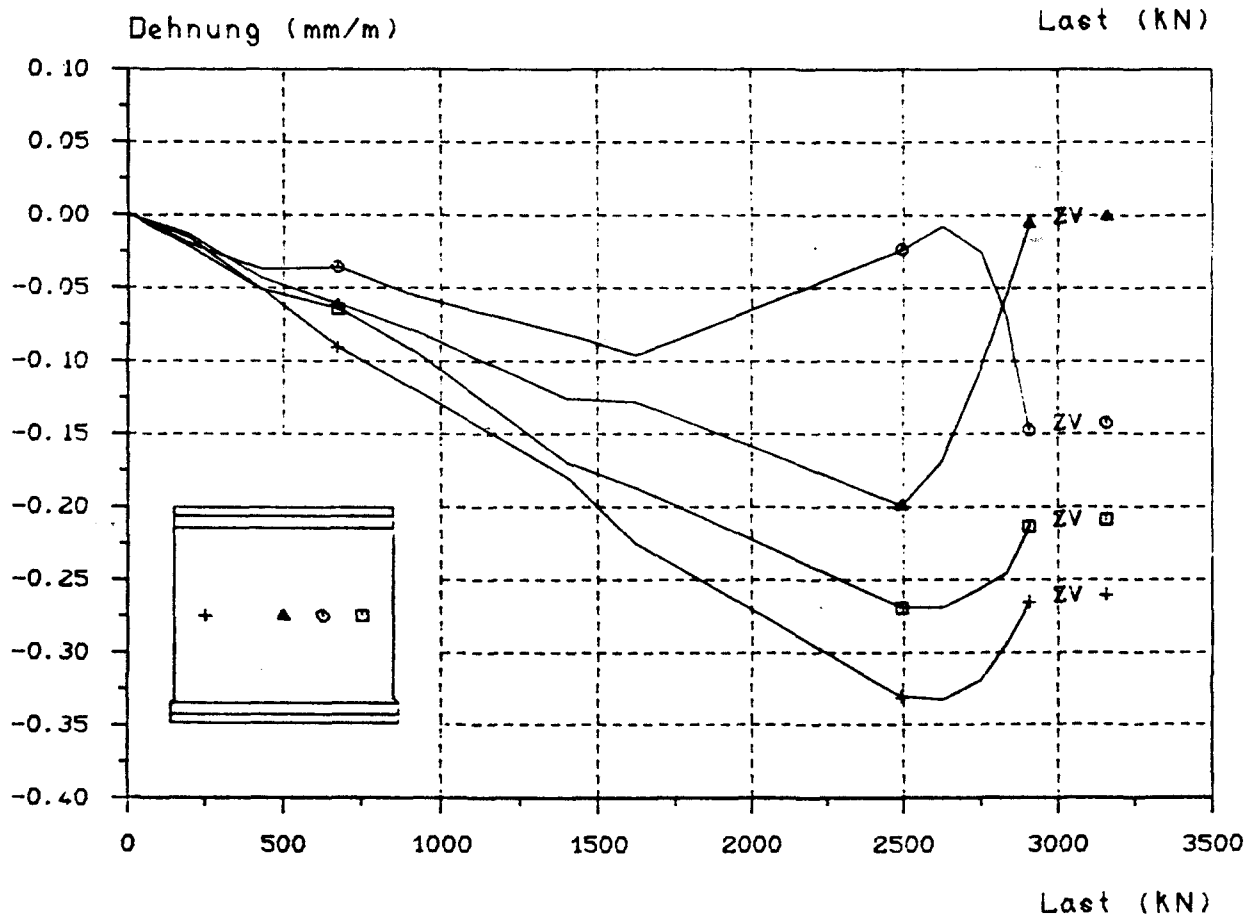
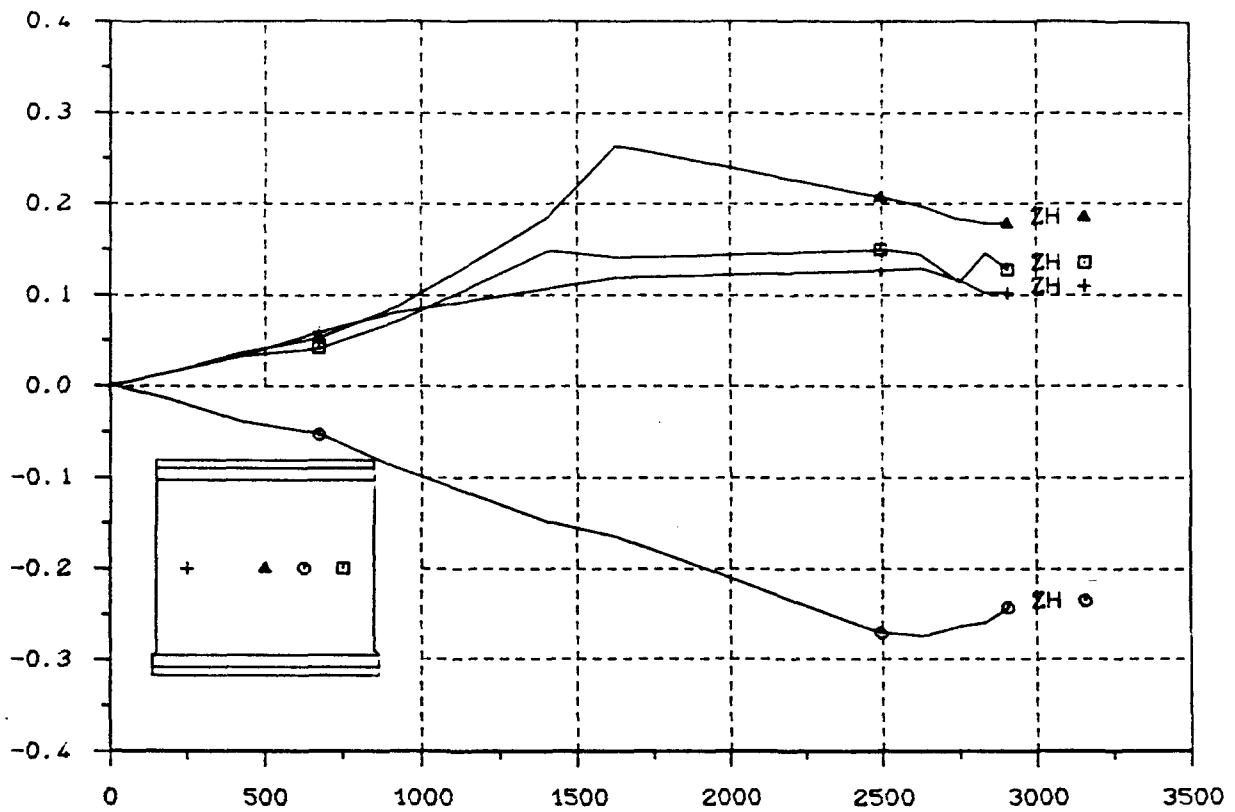
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2340 kN





Dehnung (mm/m)

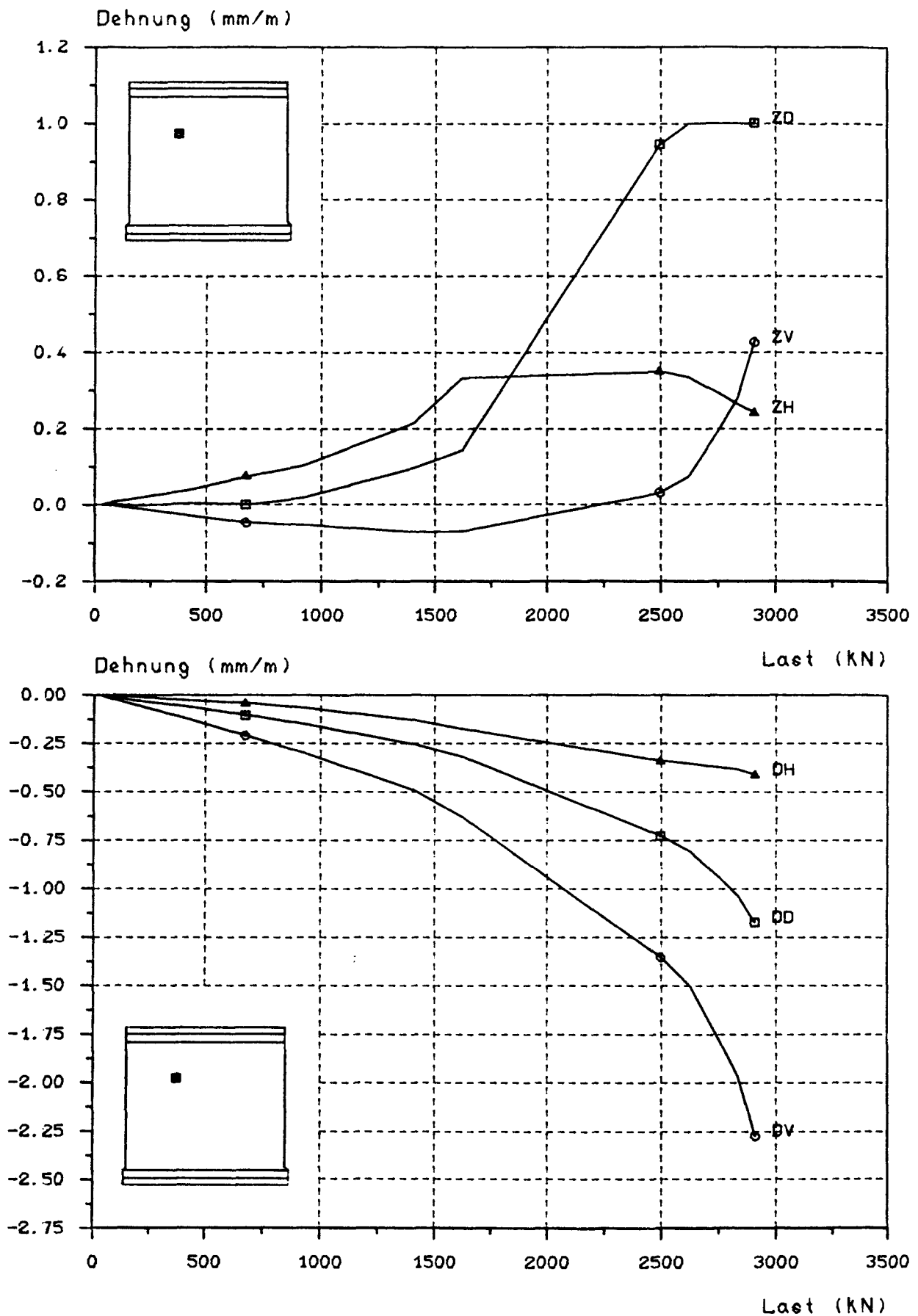


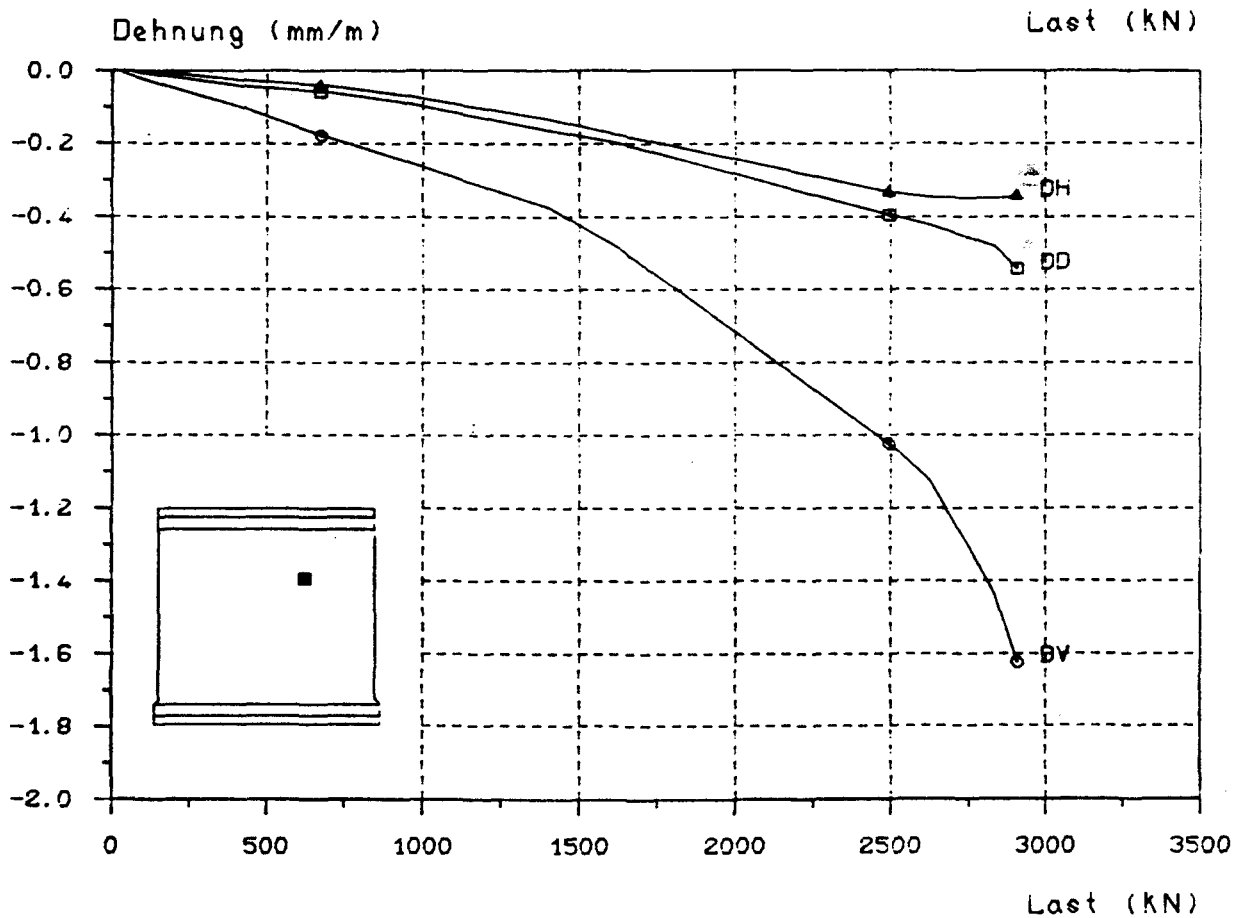
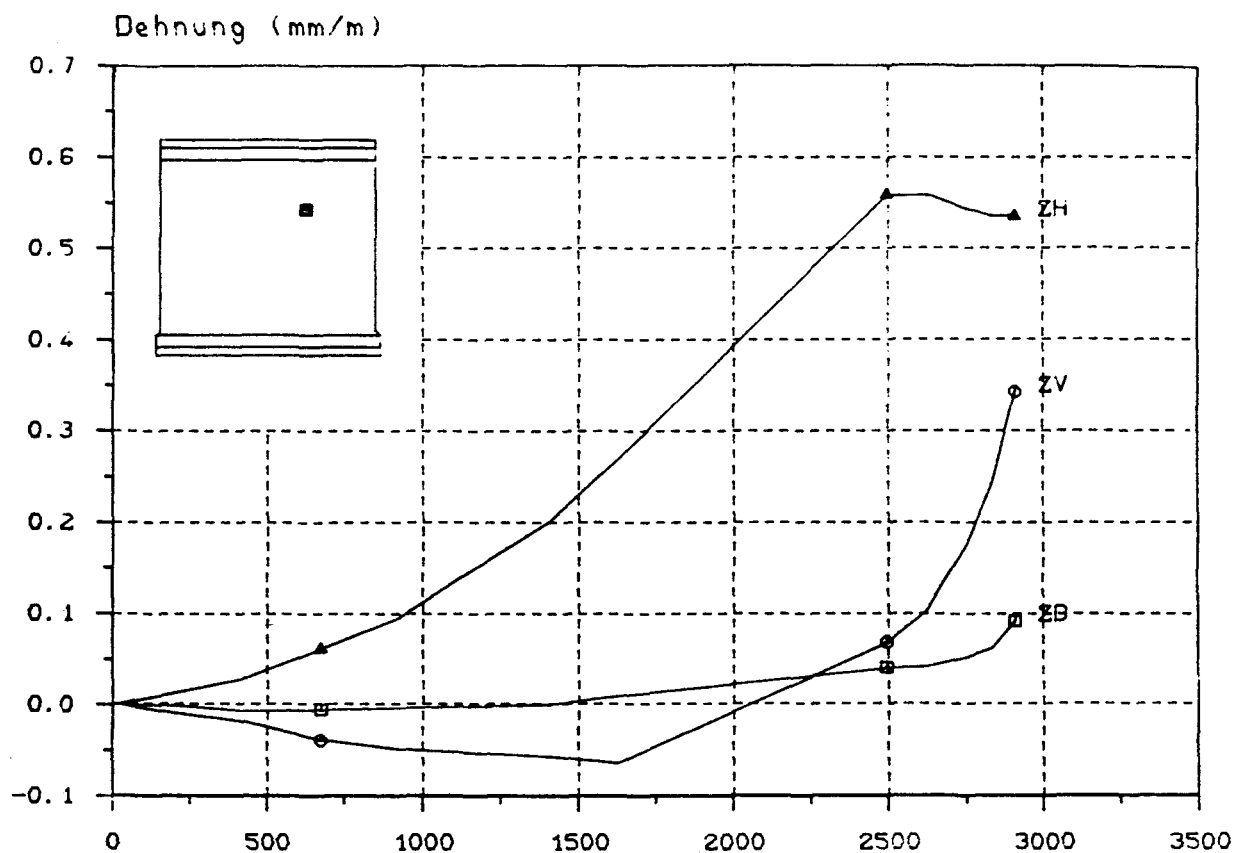
### Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

**B I L D A 43**

## Versuchswand W 2



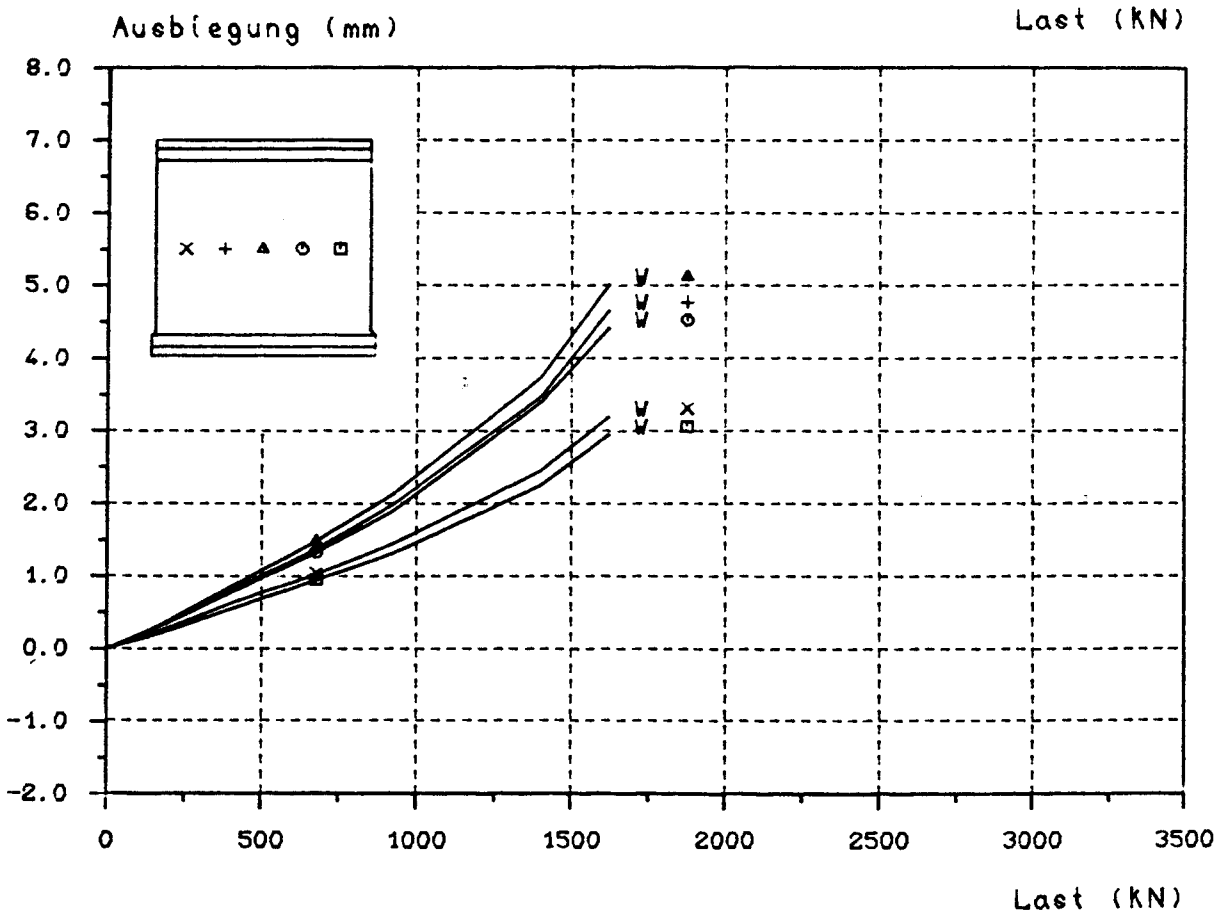
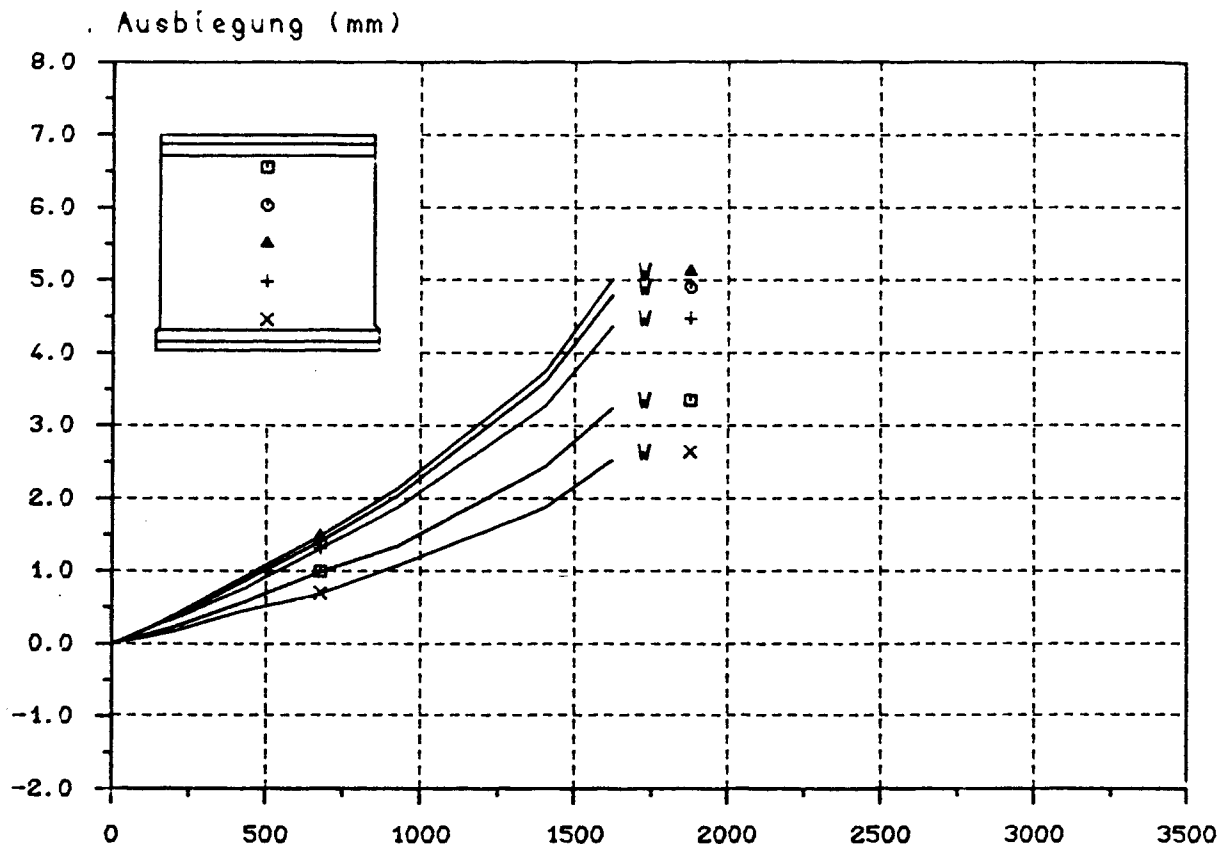


Dehnungs - Last - Diagramm

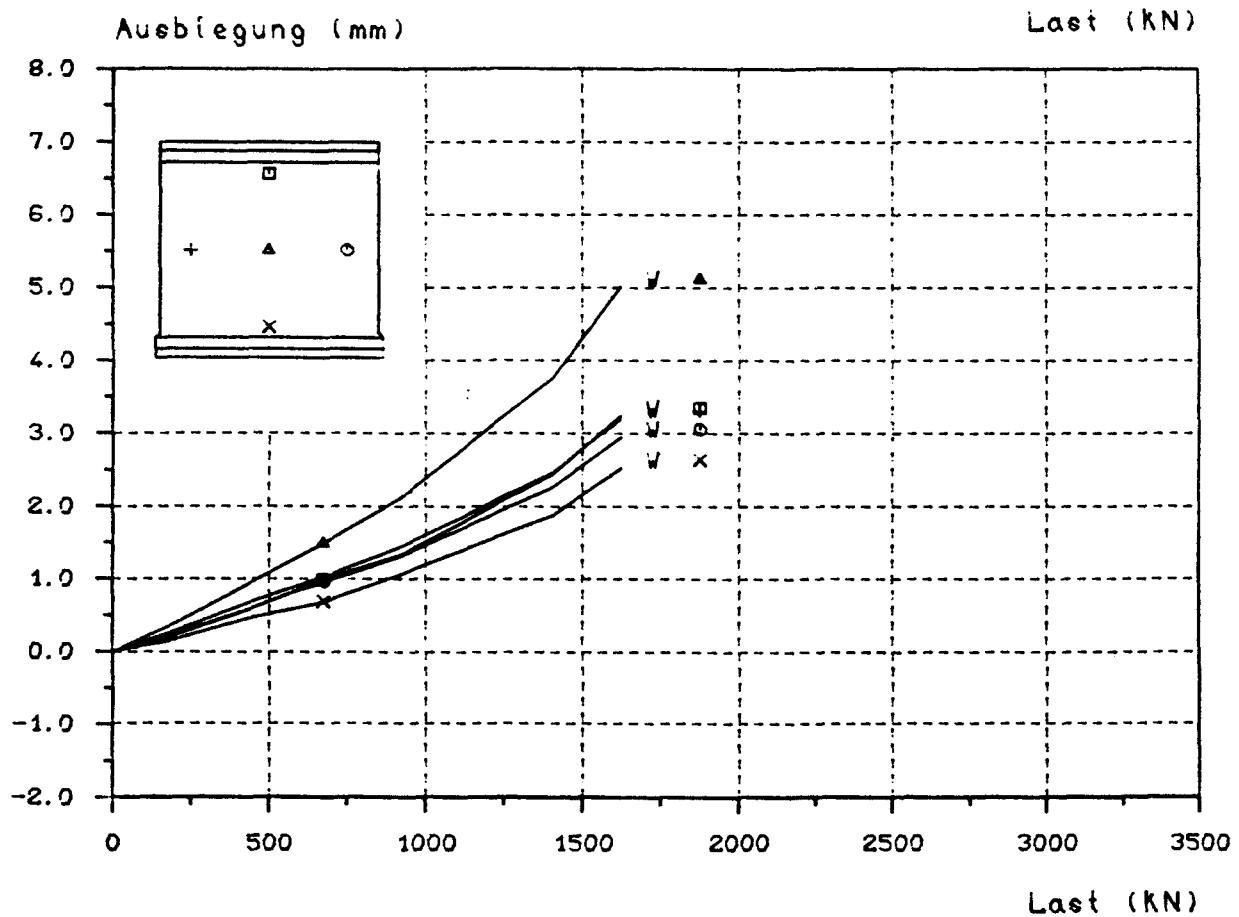
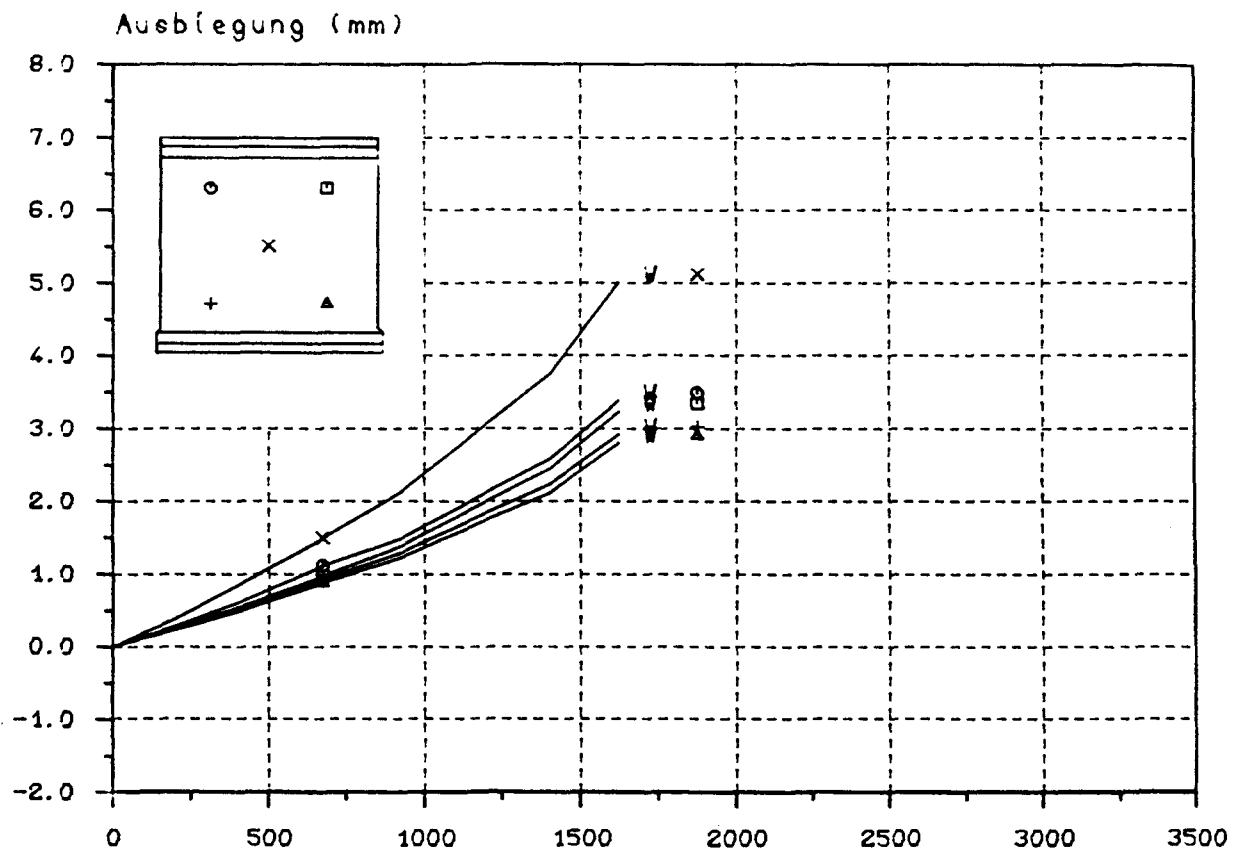
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 45

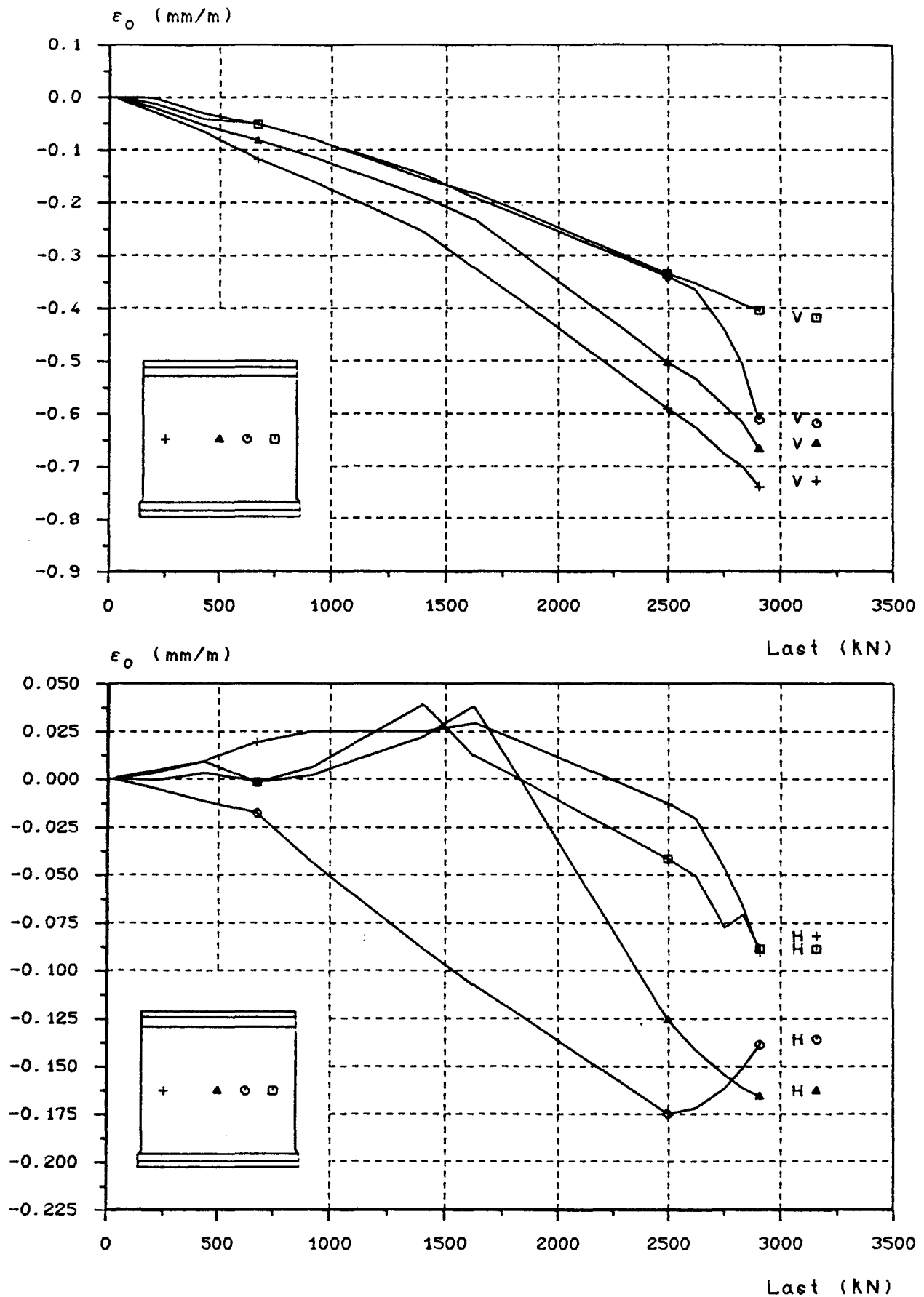
Versuchswand W 2



Ausbiegungs - Last - Diagramm



Ausbiegungs - Last - Diagramm

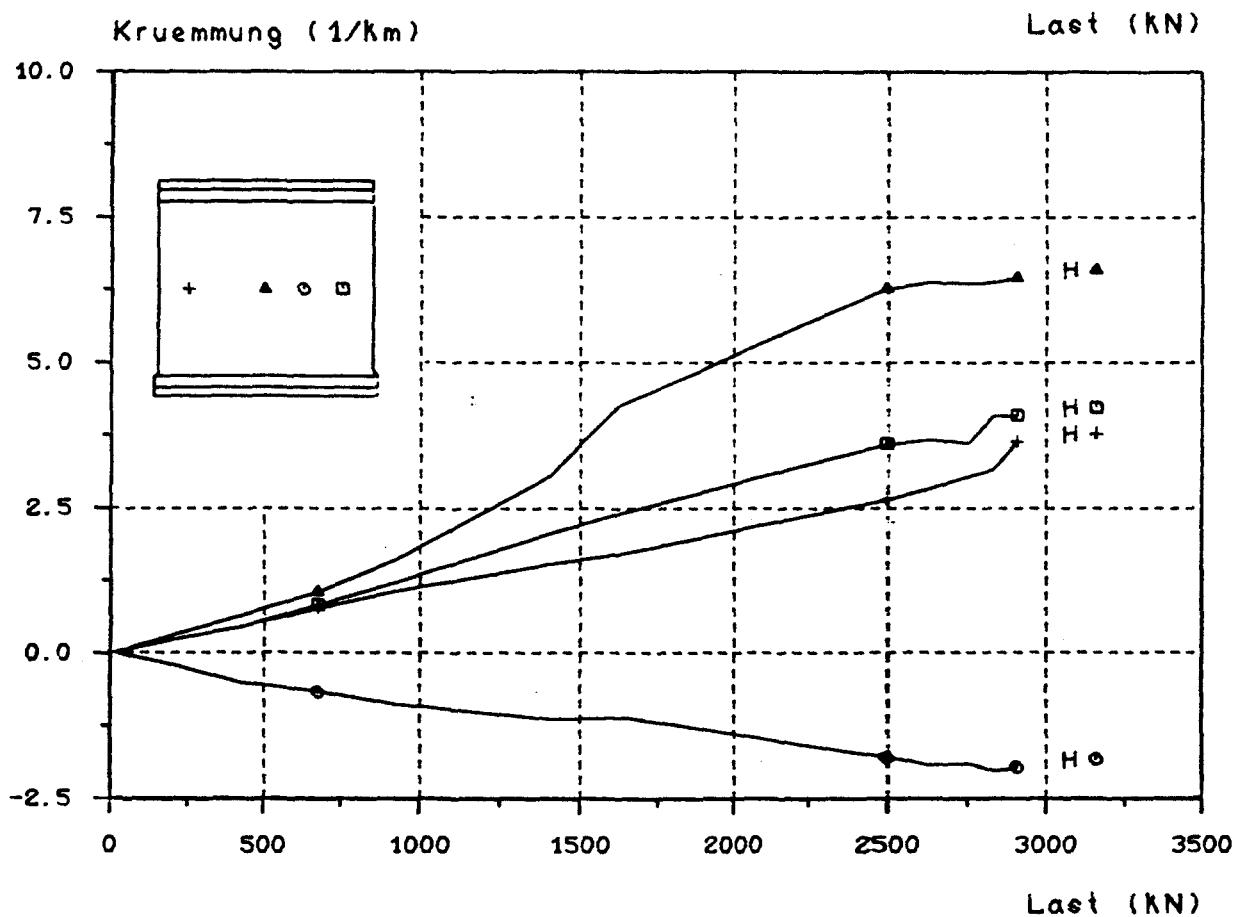
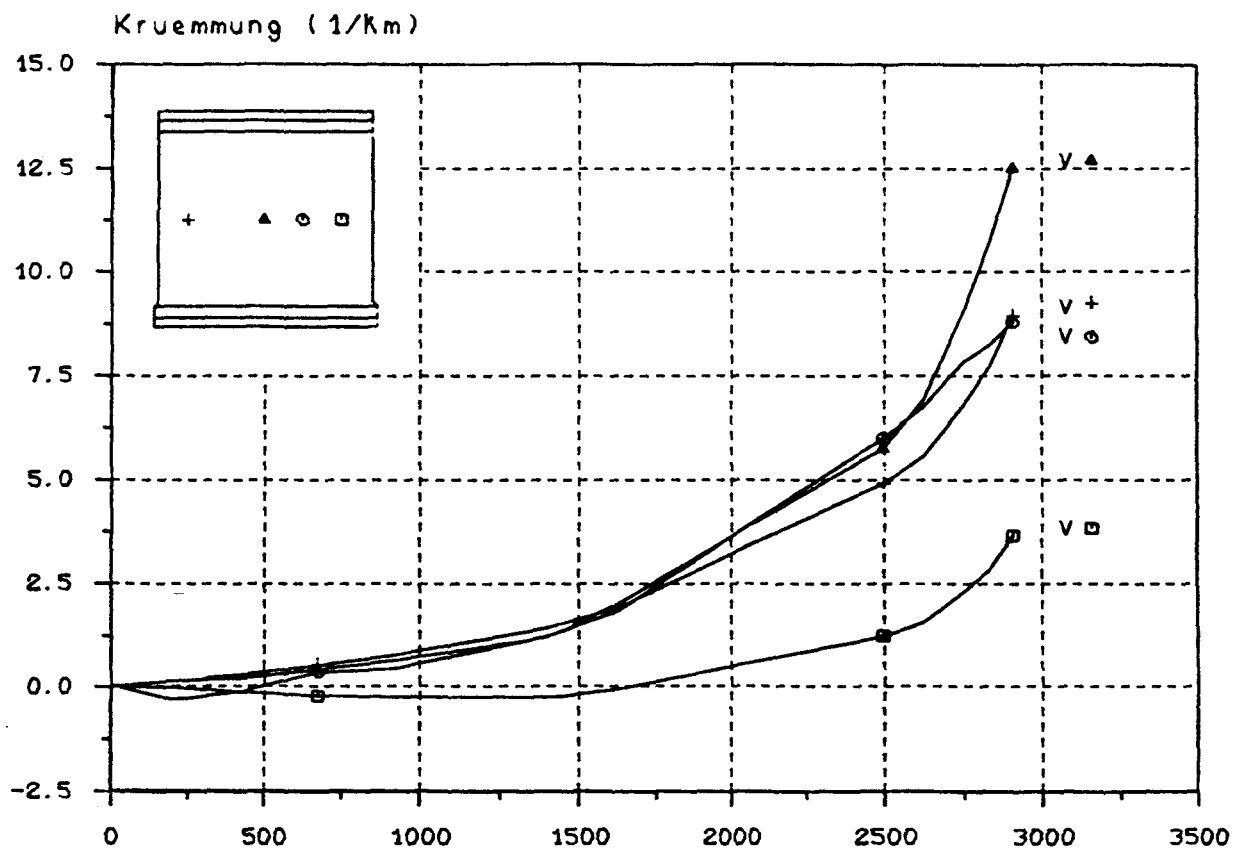


M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 48

Versuchswand W 2



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal





V e r s u c h s w a n d   W 3

4-seitig gelagert

d            = 86,7 mm

$e_k/d$        = 0,14

B e t o n

Alter       = 29 Tage

$\beta_{WVD}$        = 29,7    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_p$            = 23,9    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$          = 2,27    N/mm<sup>2</sup>

E-Modul = 22,0    kN/mm<sup>2</sup>

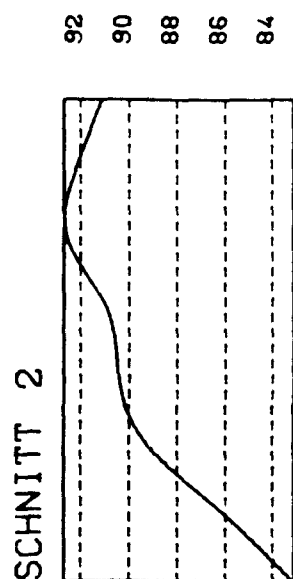
B e w e h r u n g

Lagermatte R 131

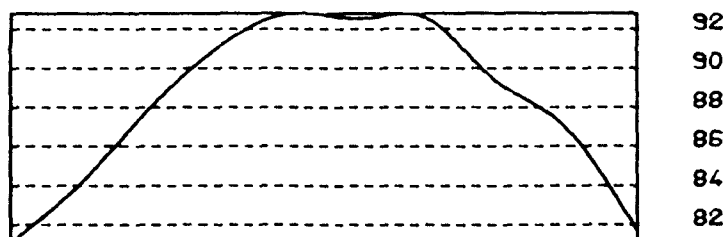
beidseitig

E r g e b n i s

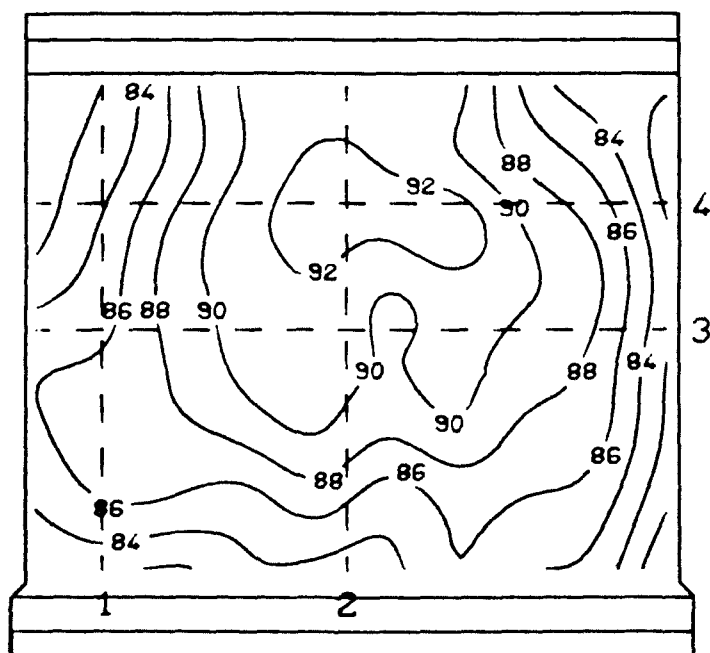
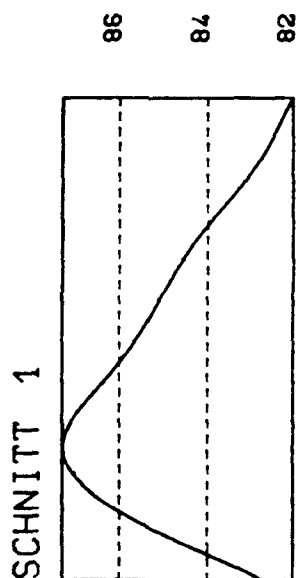
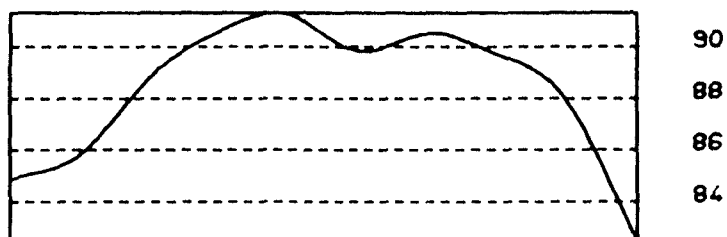
tot  $F_u$     = 2,500 MN



SCHNITT 4

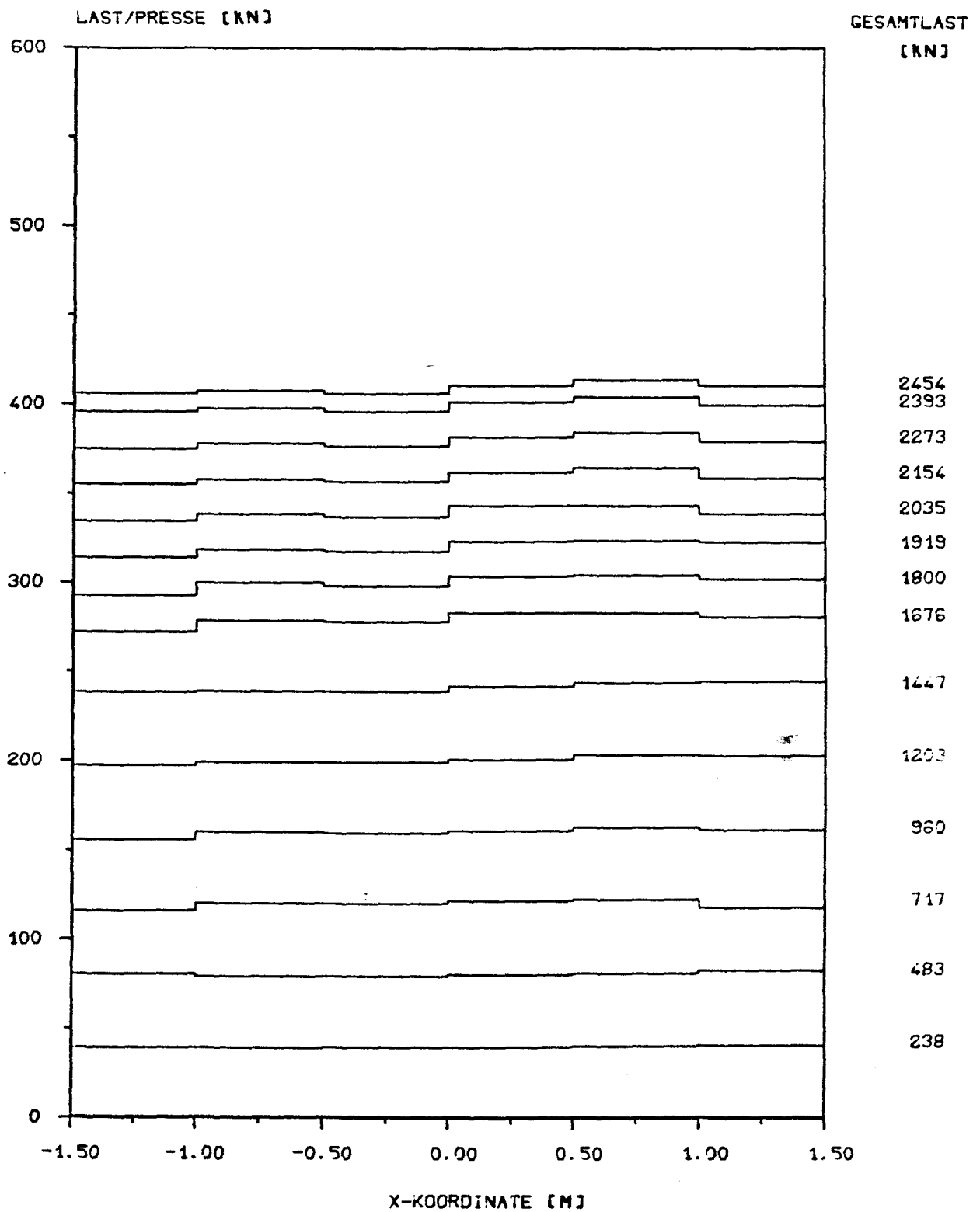


SCHNITT 3



Linien gleicher W a n d d i c k e n

W a n d t o p o l o g i e



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 51

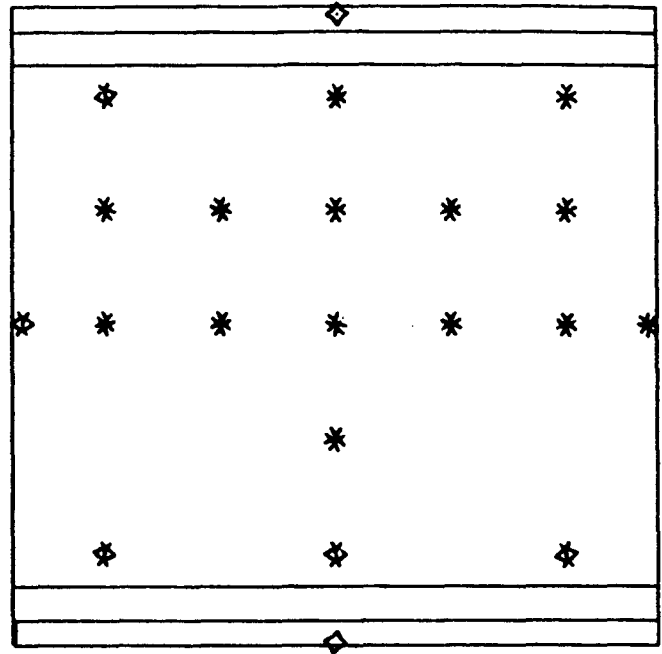
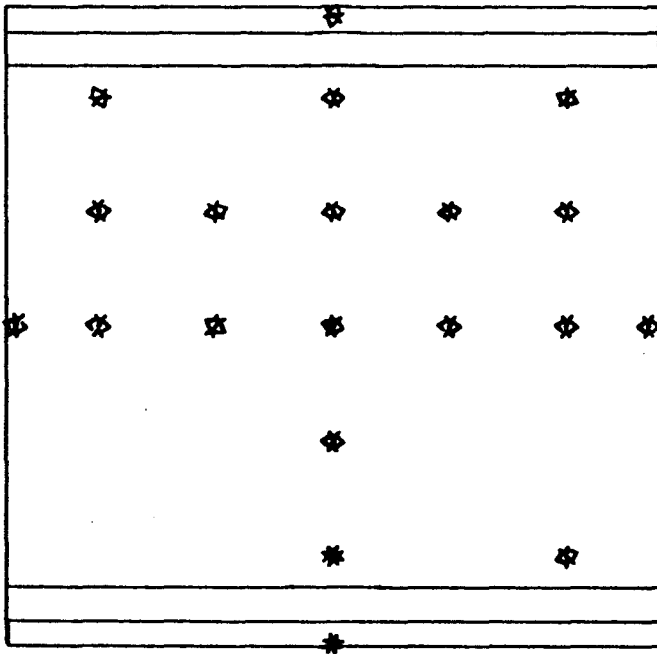
Versuchswand W 3

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

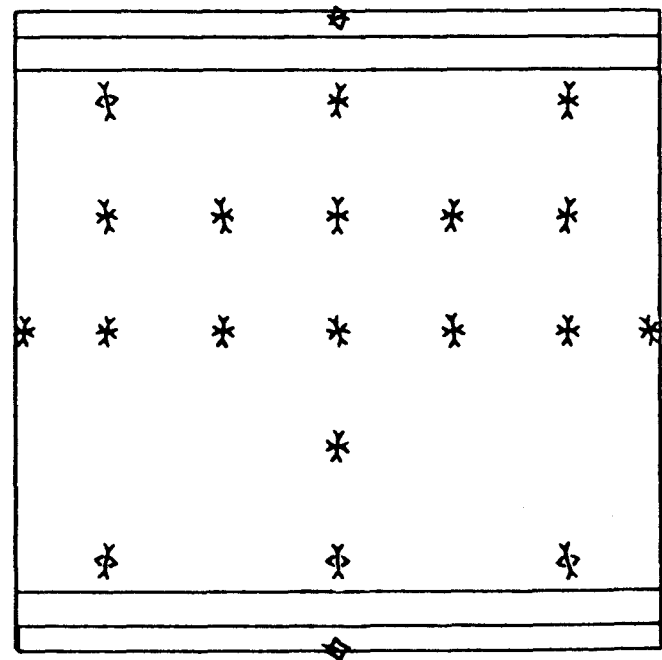
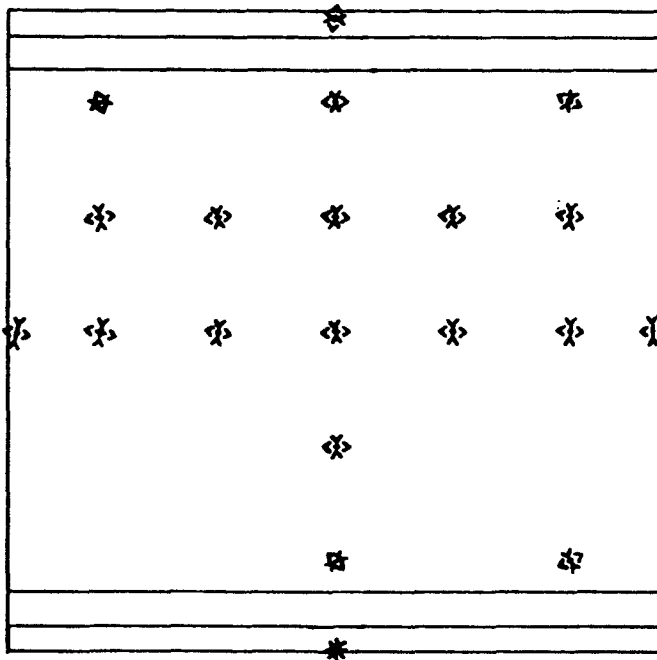
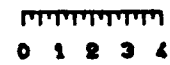
Zugseite

Last = 483 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1203 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   52

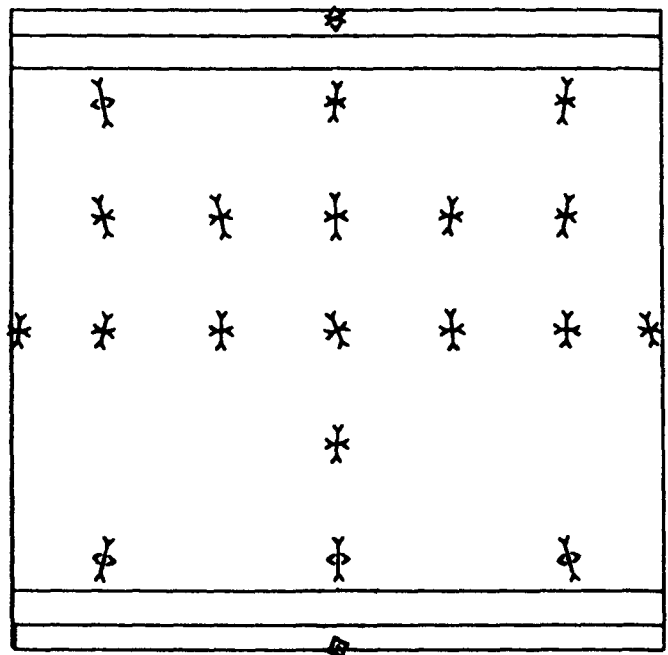
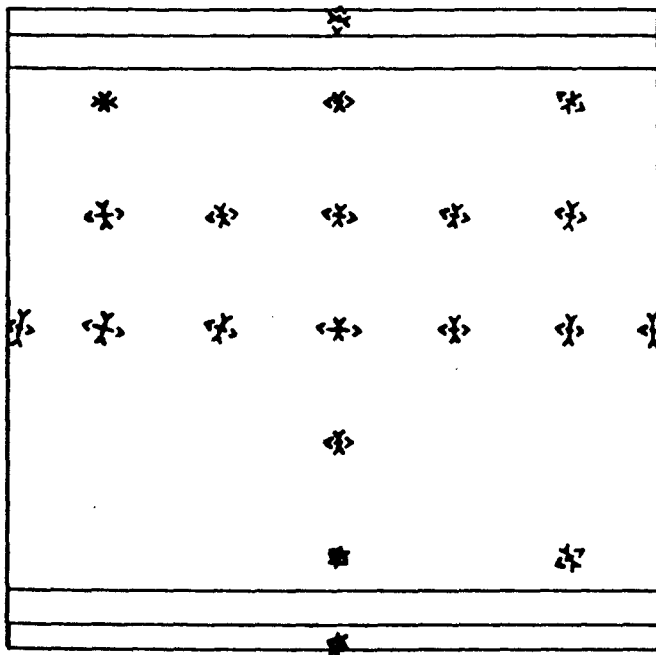
Versuchswand W 3

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

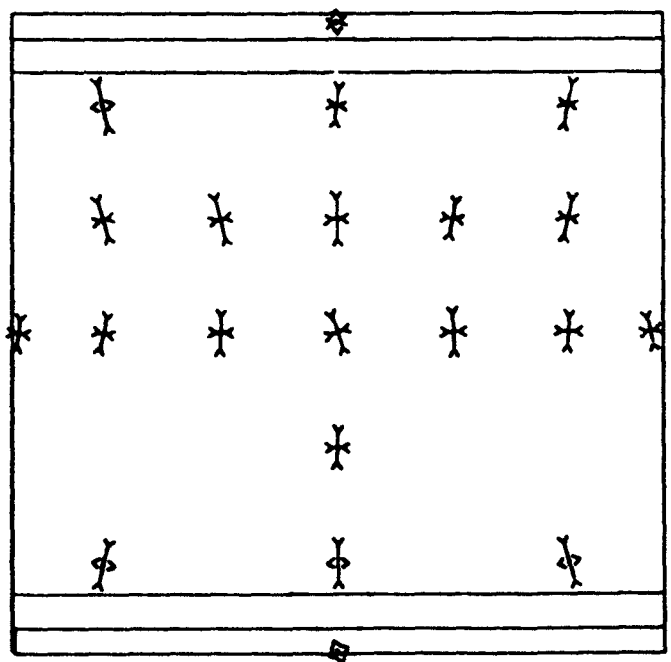
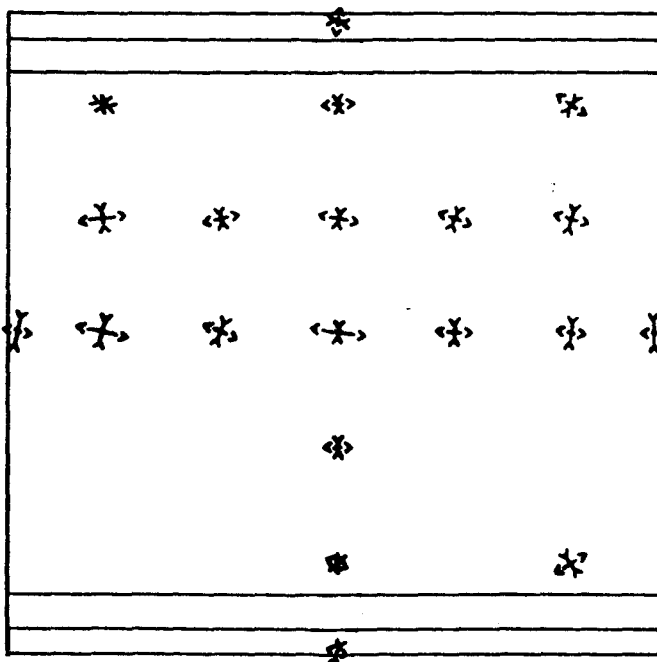
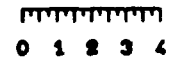
Zugseite

Last = 1676 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1919 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   53

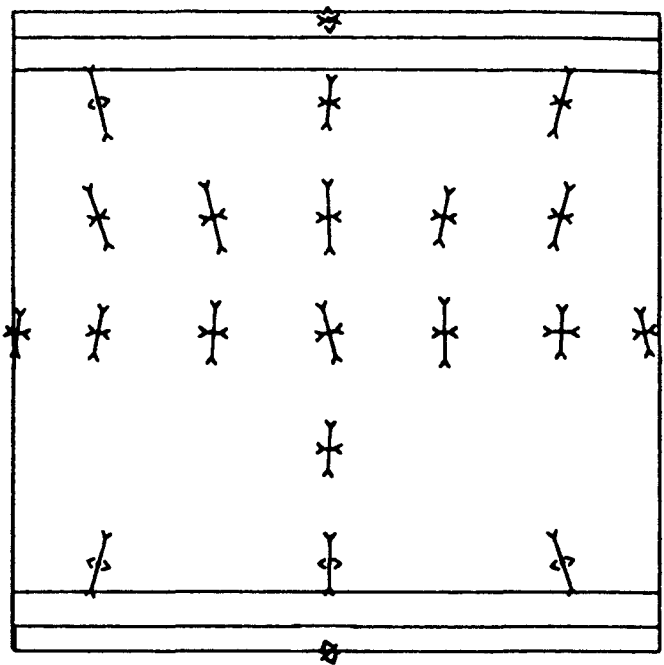
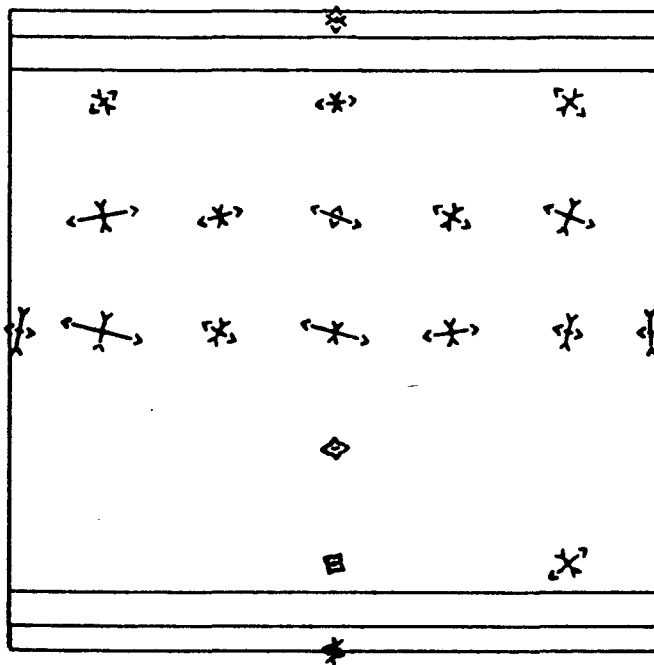
Versuchswand W 3

A n s i c h t d e r D r u c k s e i t e

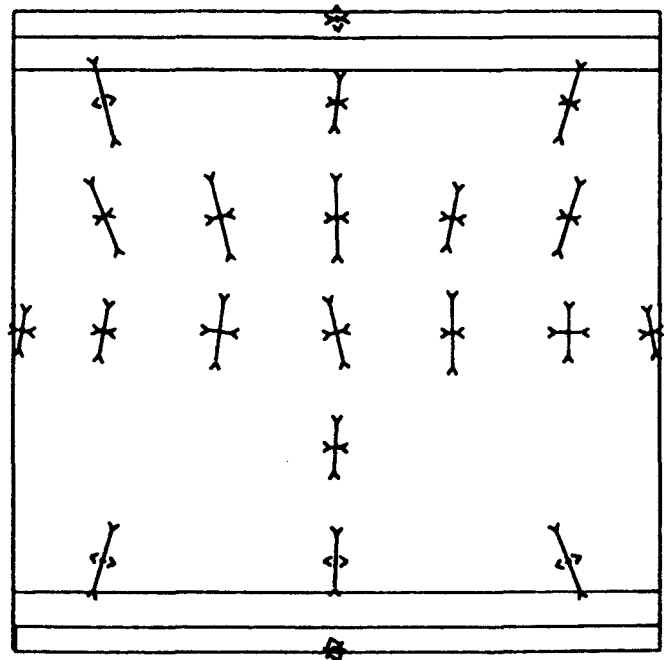
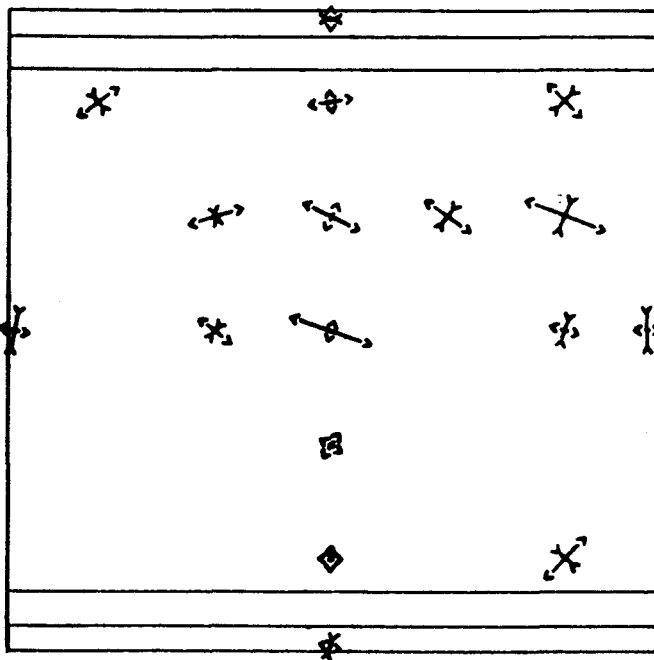
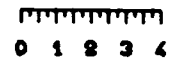
Zugseite

Last = 2273 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2454 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D A 54

Versuchswand W 3

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite Rißbild

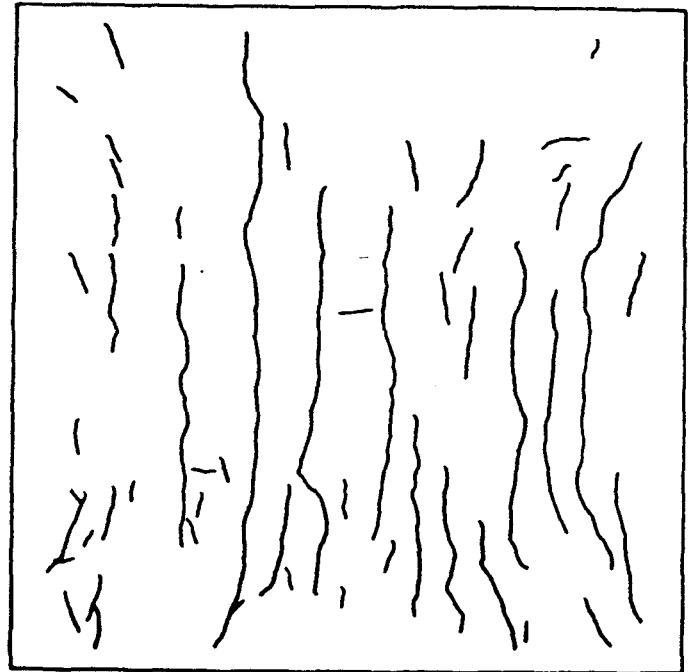
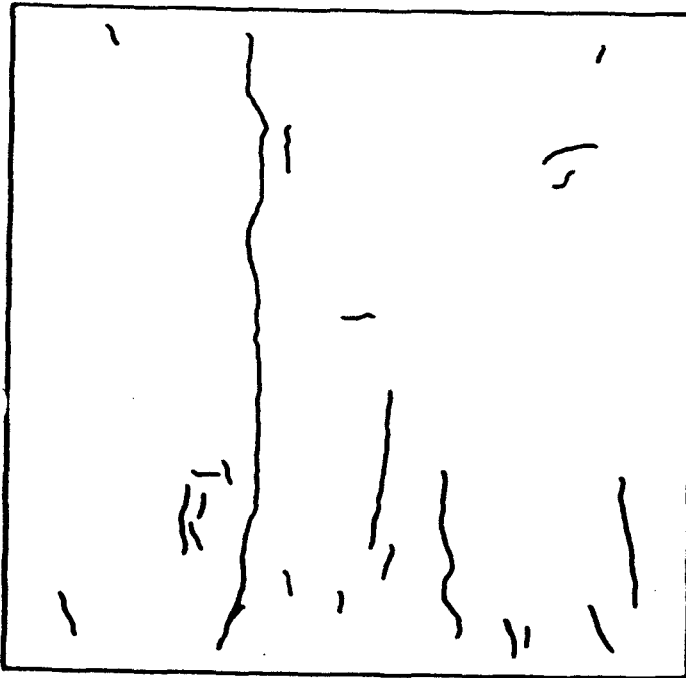
Zugseite Rißbild

Laststufe 9

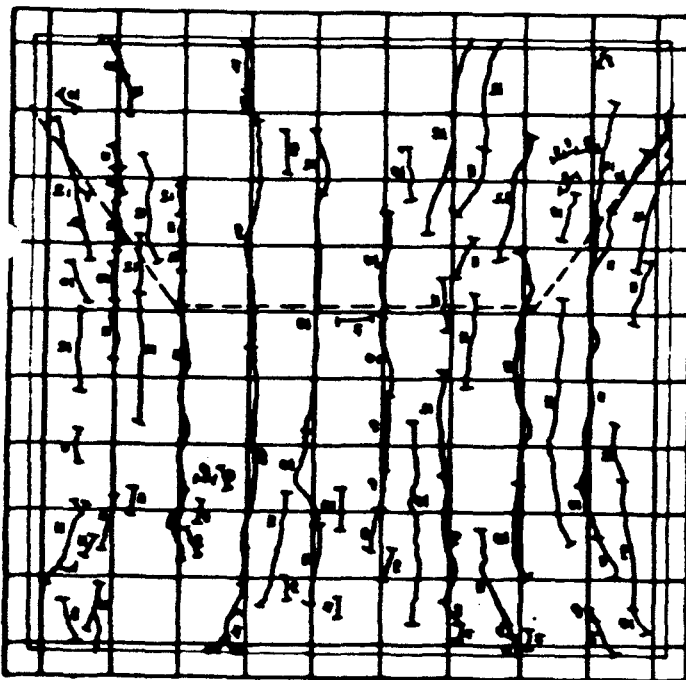
Laststufe 11

Last = 1934 kN

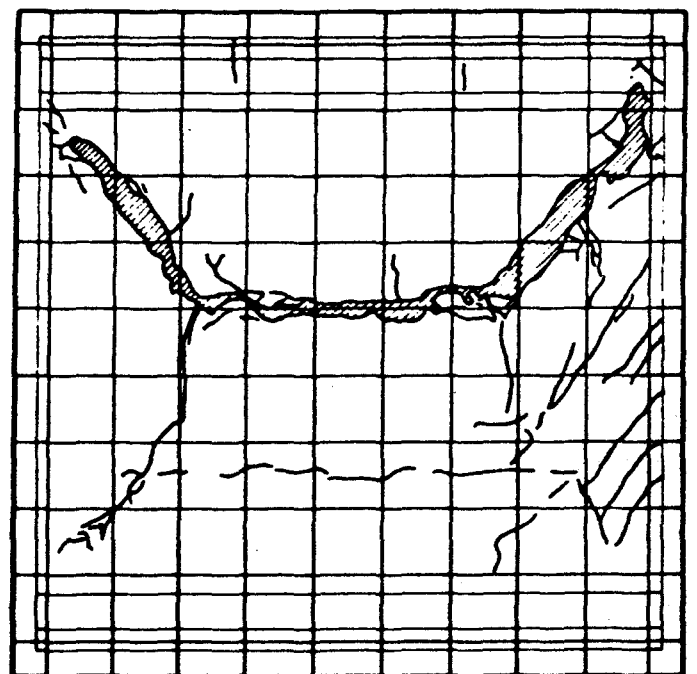
Last = 2173 kN



R i ß - u n d   B r u c h b i l d e r



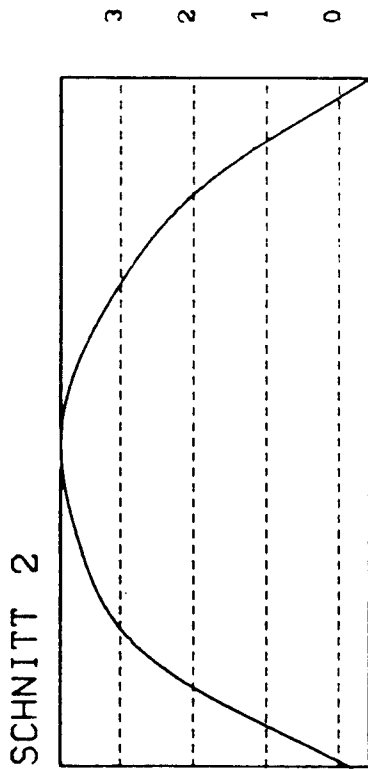
Zugseite Bruchbild



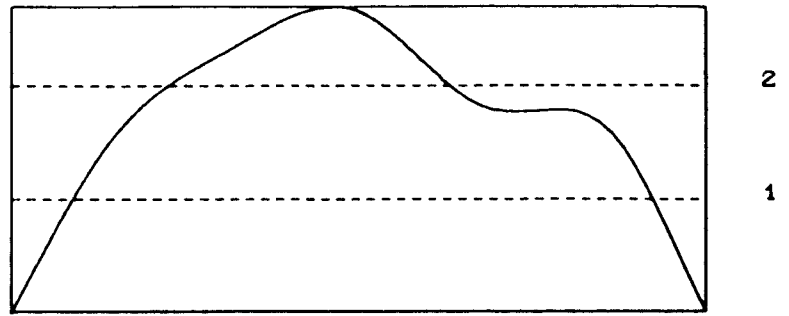
Druckseite Bruchbild

B I L D   A 55

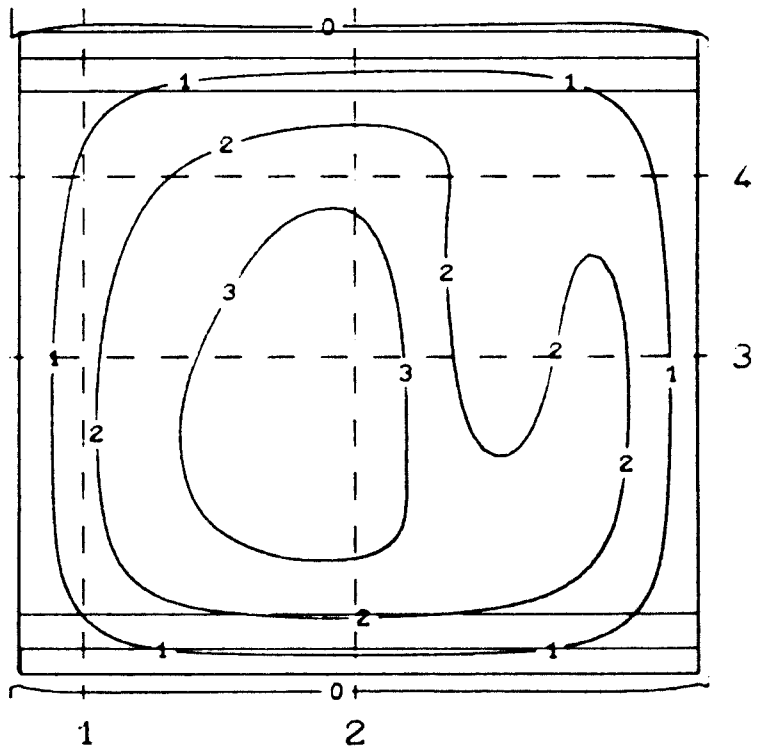
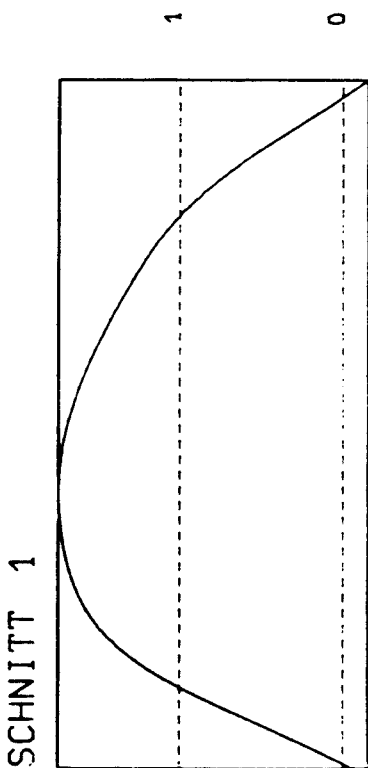
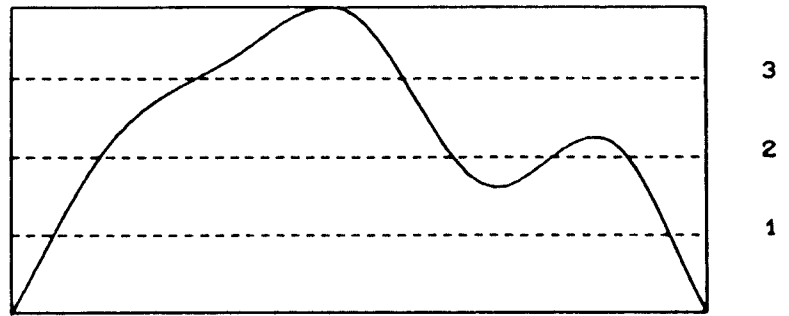
Versuchswand W 3



SCHNITT 4



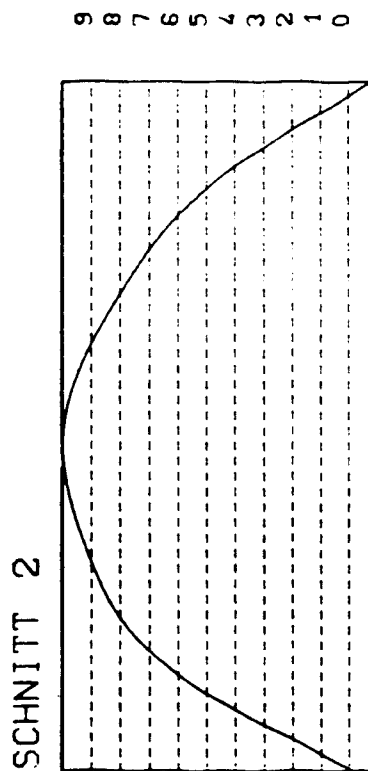
SCHNITT 3



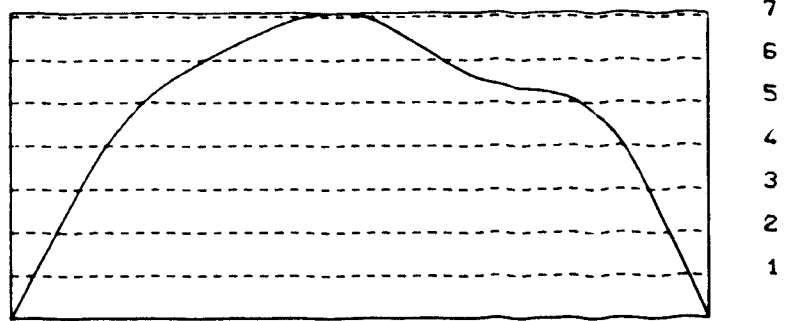
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 1203 kN

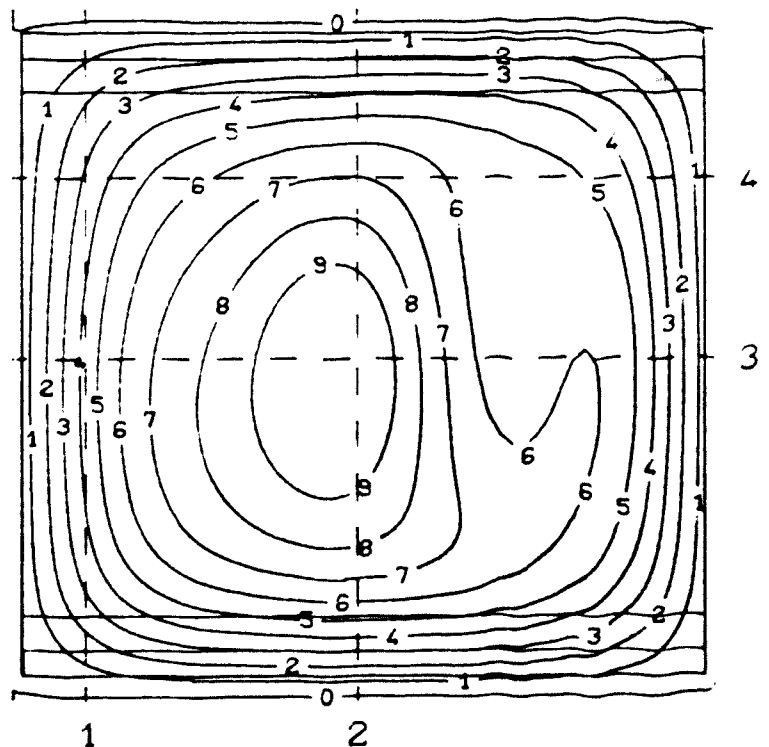
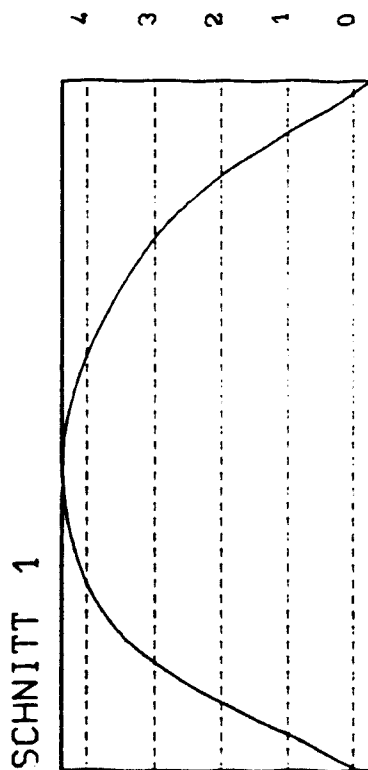
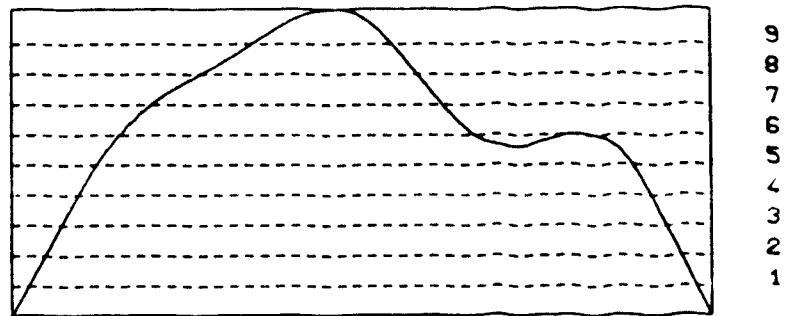




SCHNITT 4



SCHNITT 3

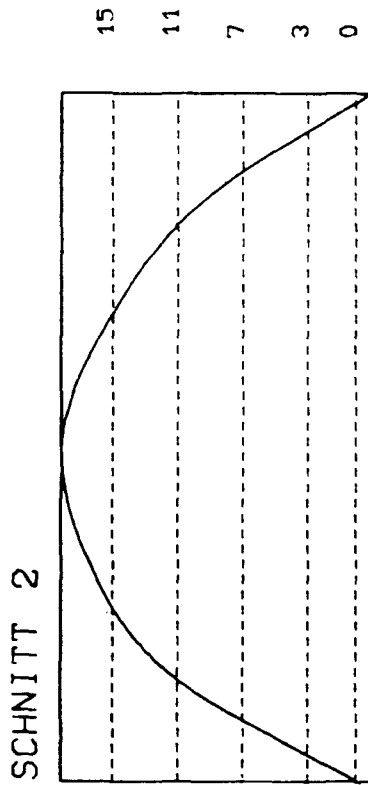


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

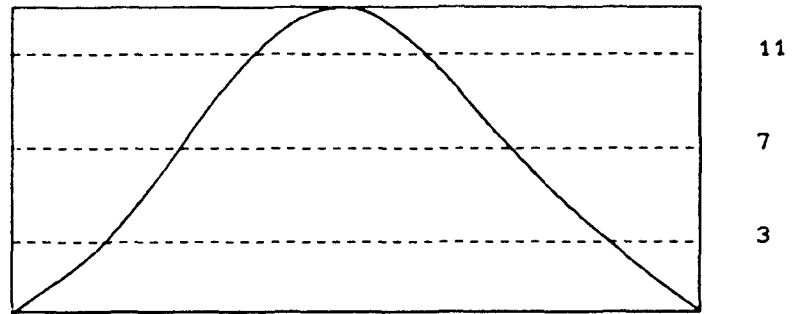
Last = 1919 kN

B I L D A 57

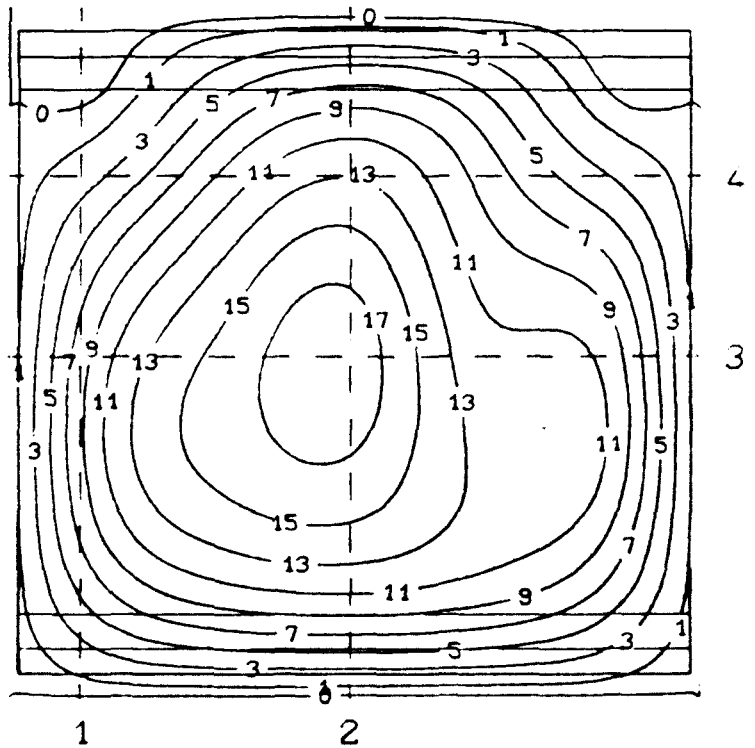
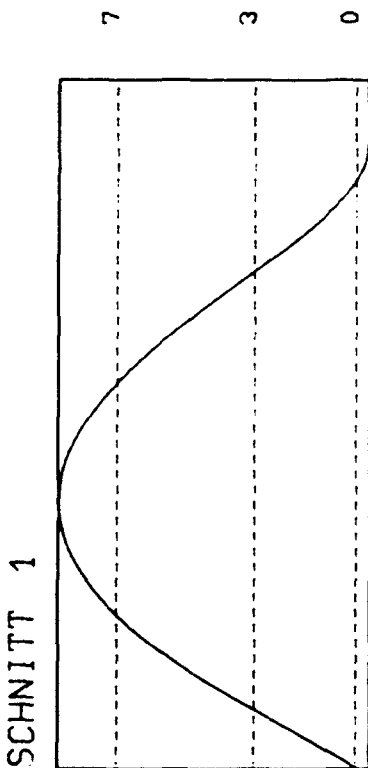
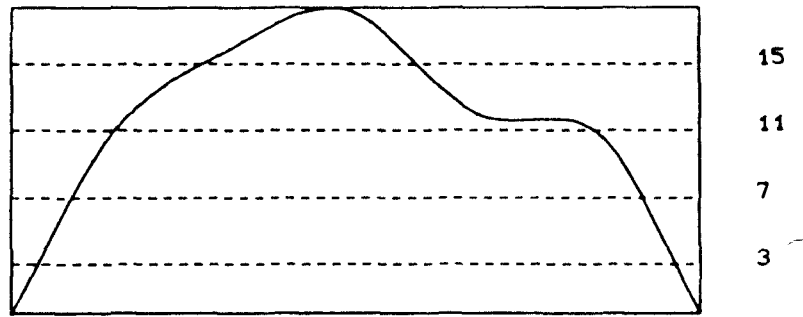
Versuchswand W 3



SCHNITT 4

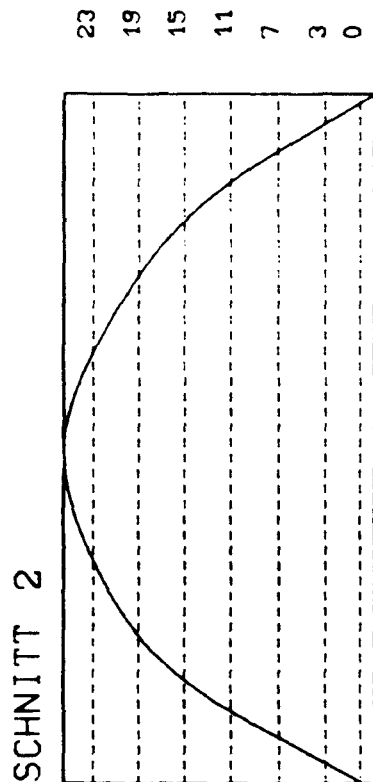


SCHNITT 3

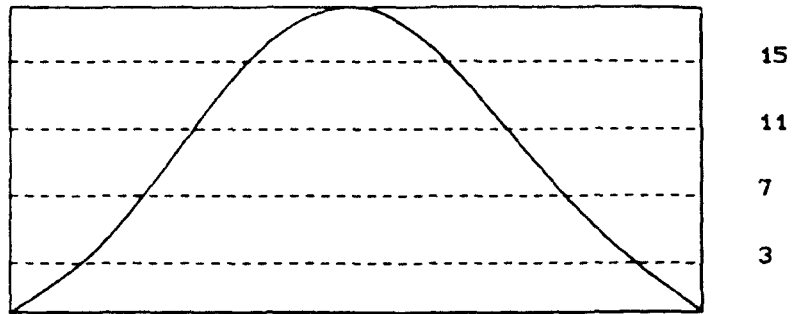


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

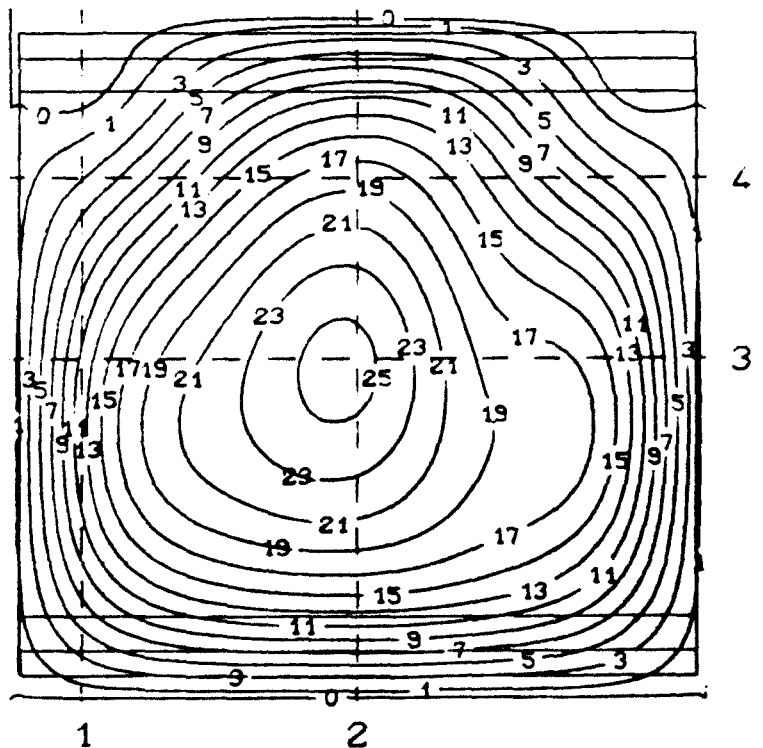
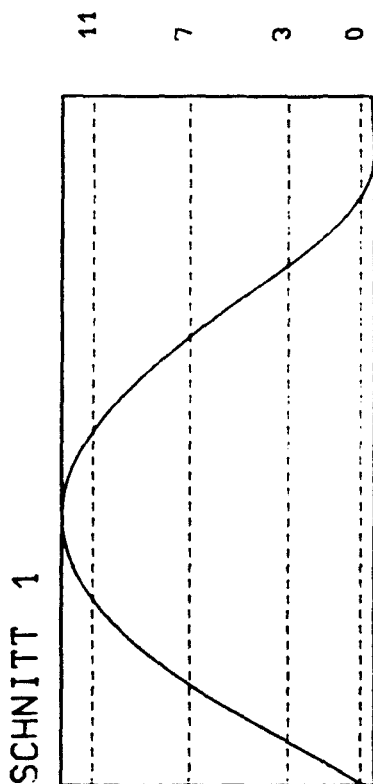
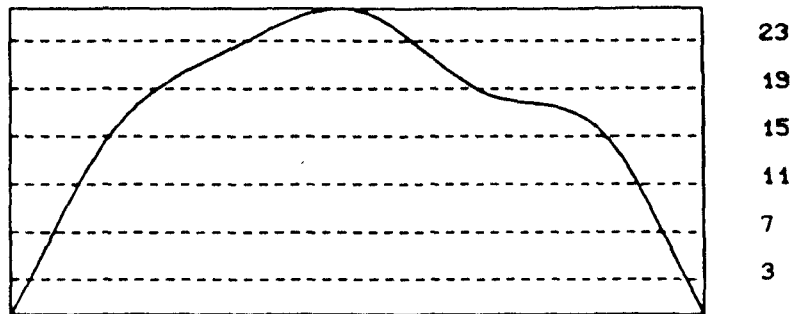
Last = 2273 kN



SCHNITT 4

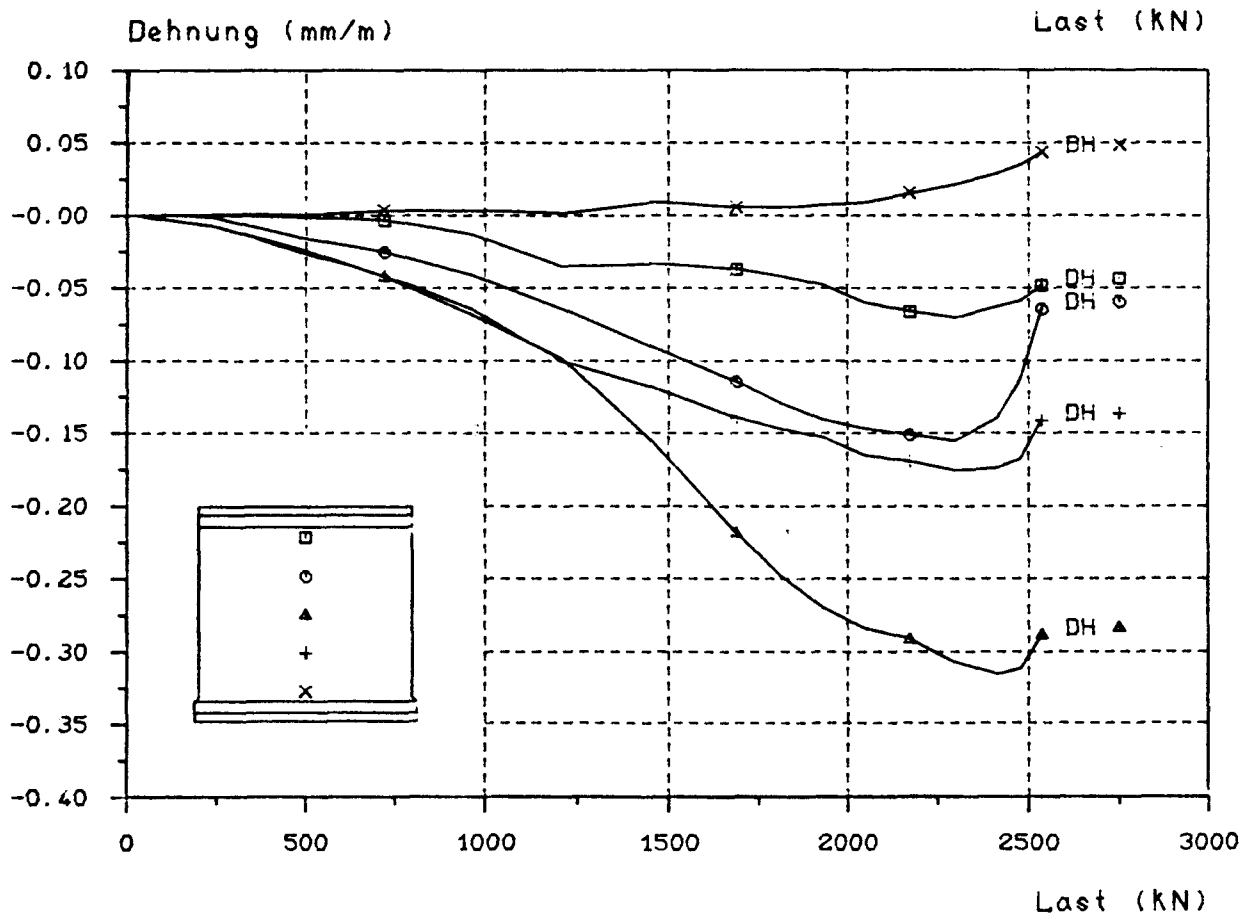
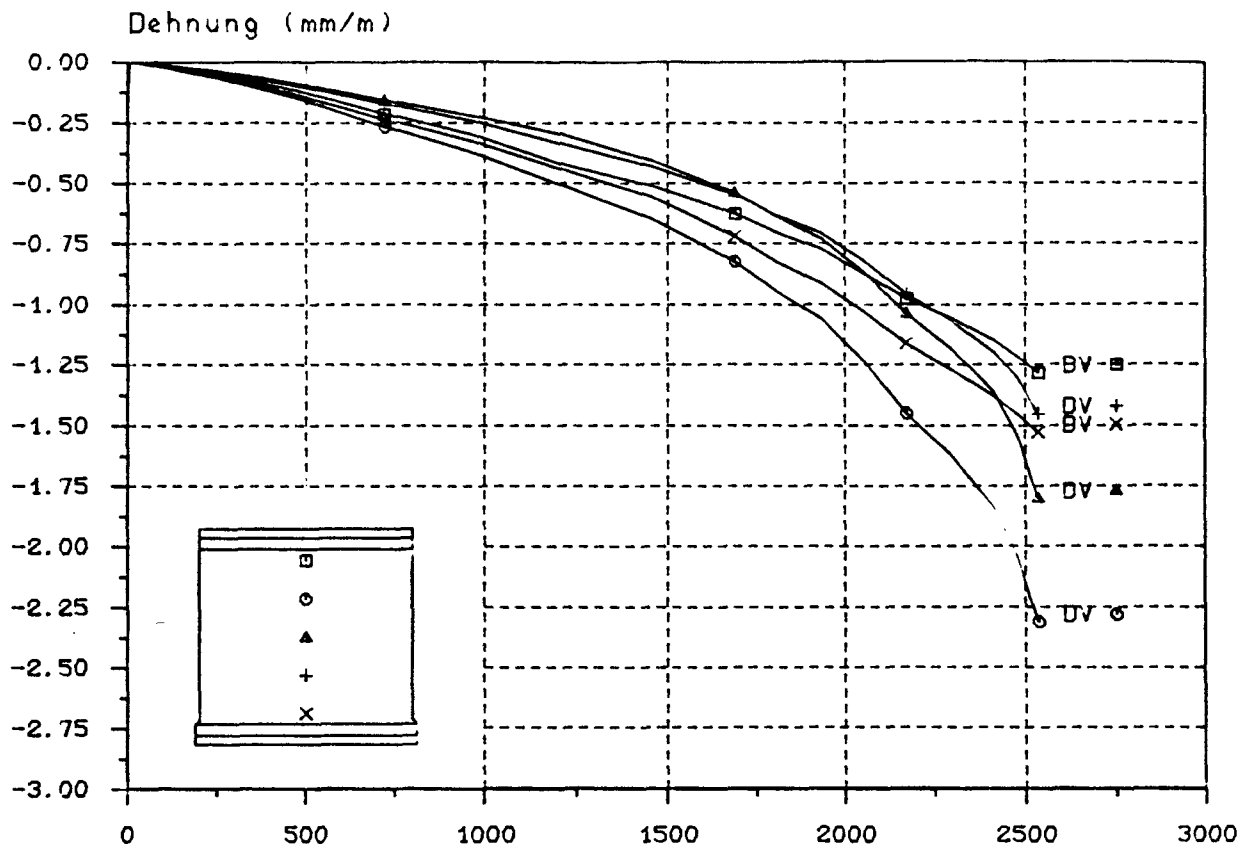


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2454 kN

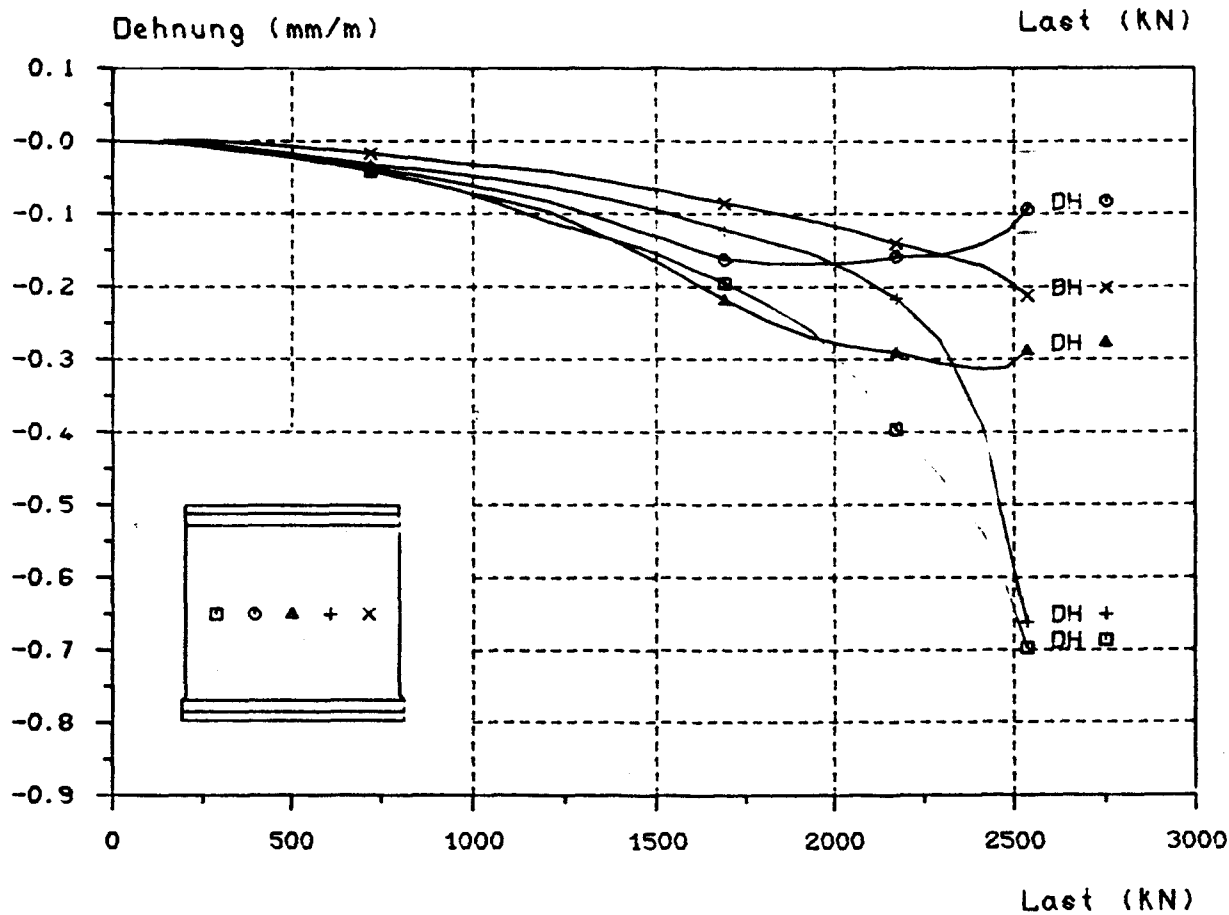
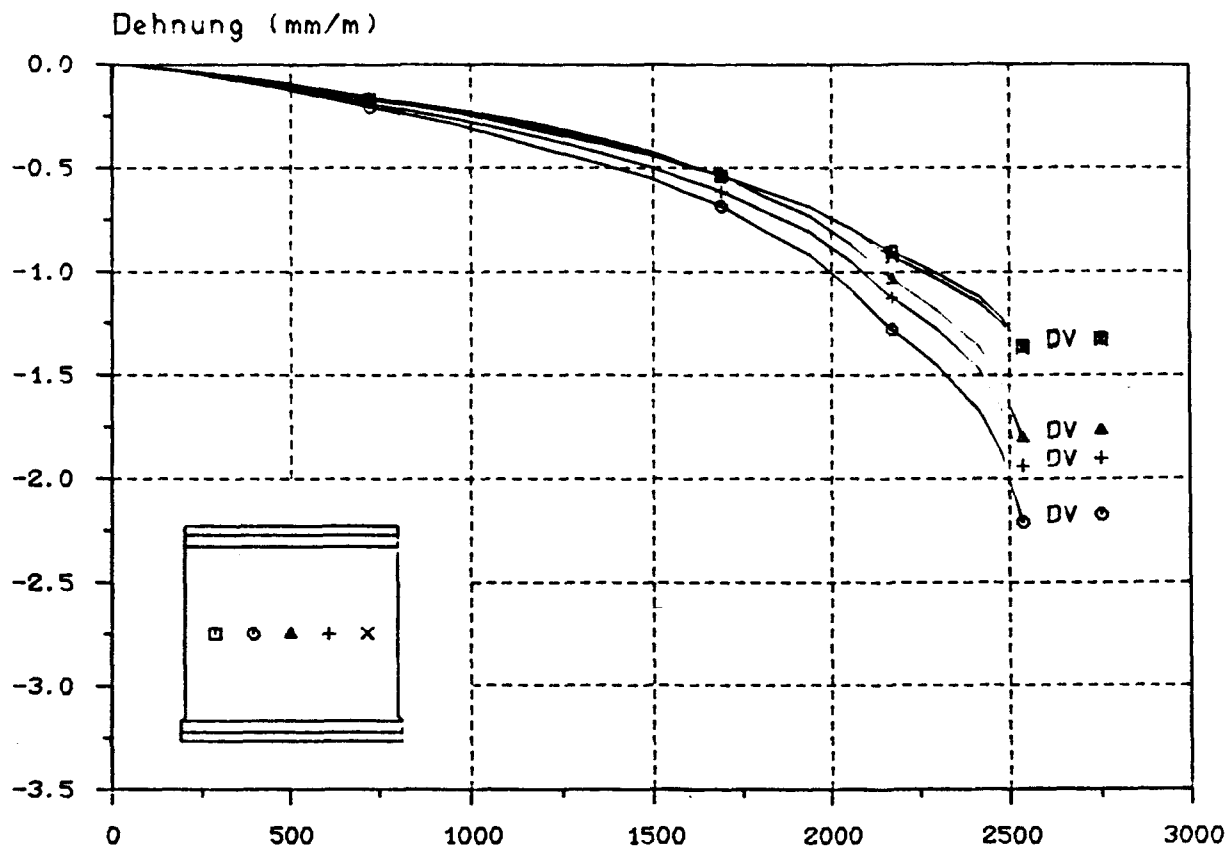


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

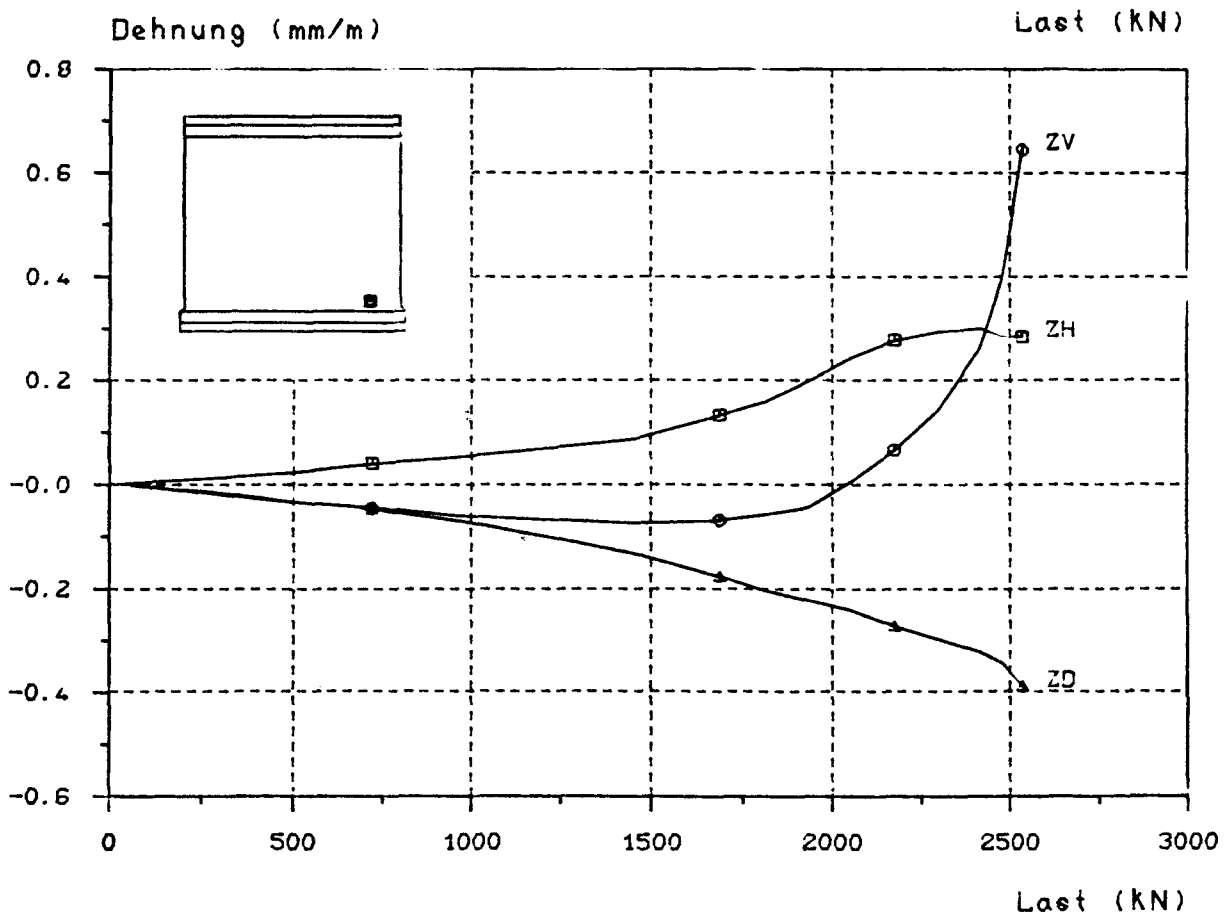
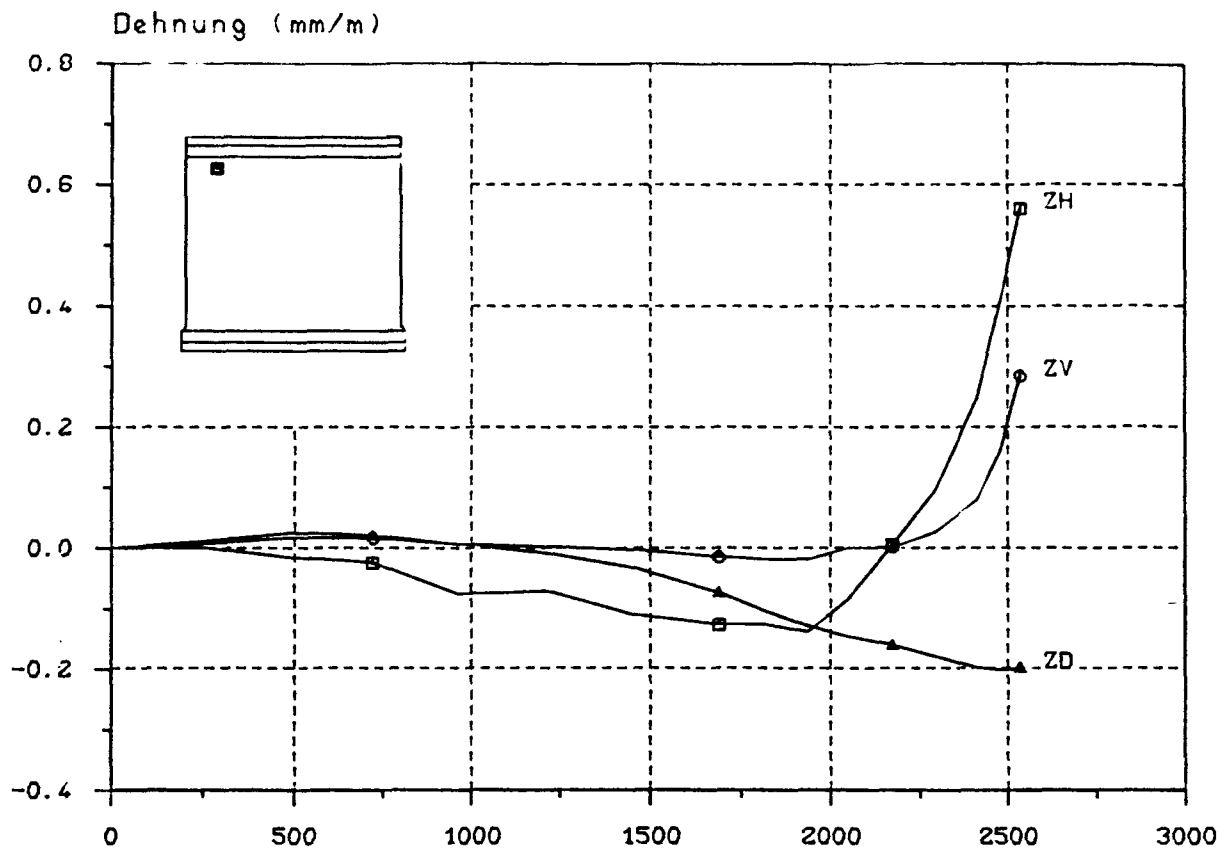
B I L D A 60

Versuchswand W 3



Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

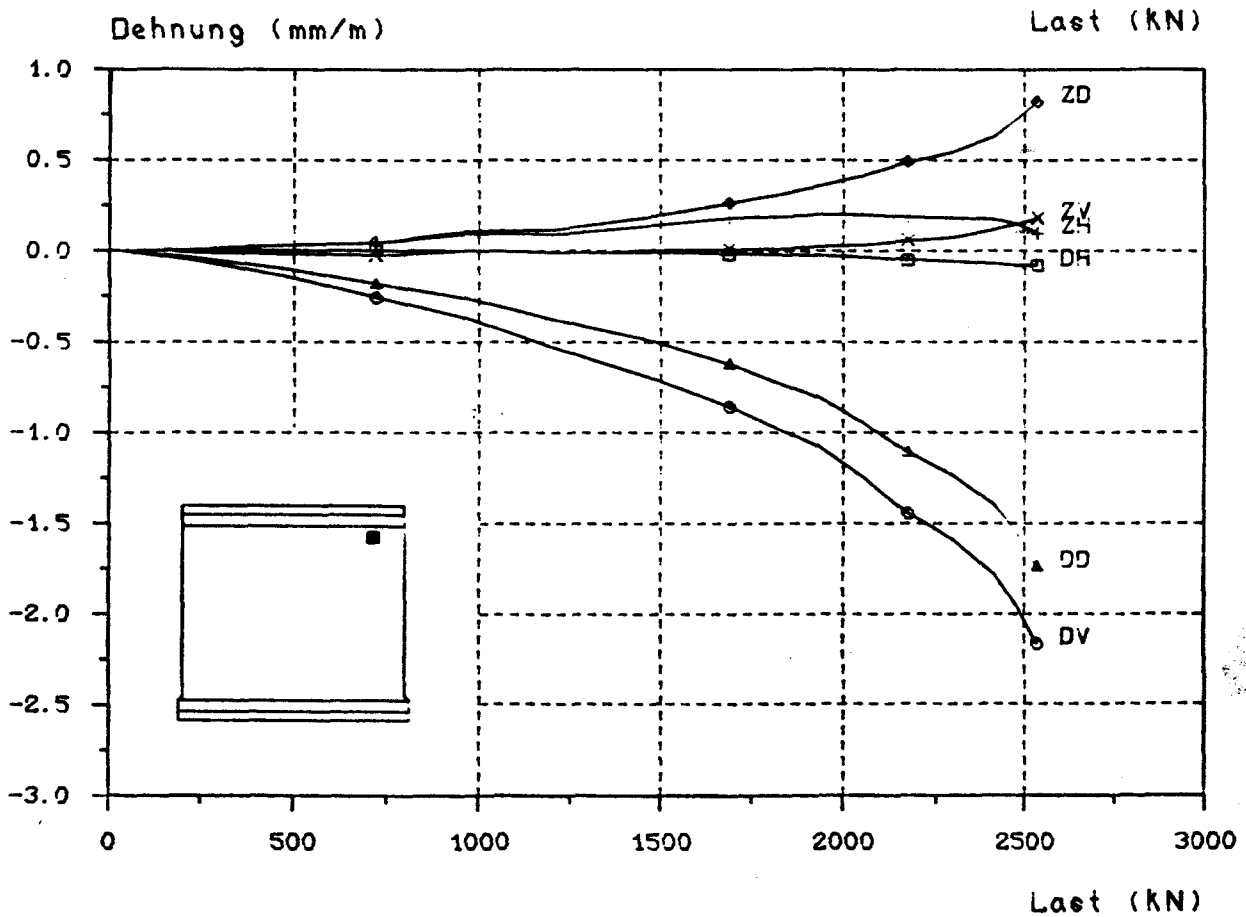
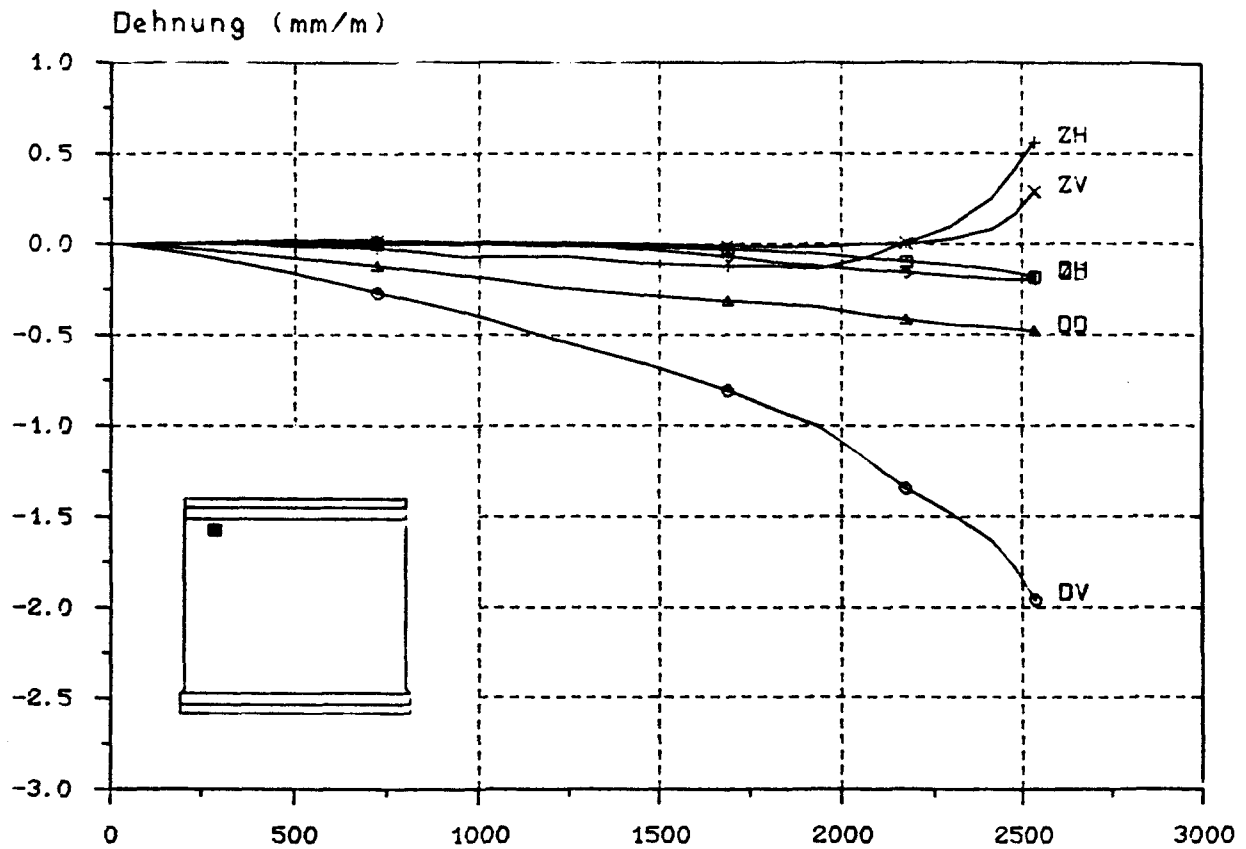


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

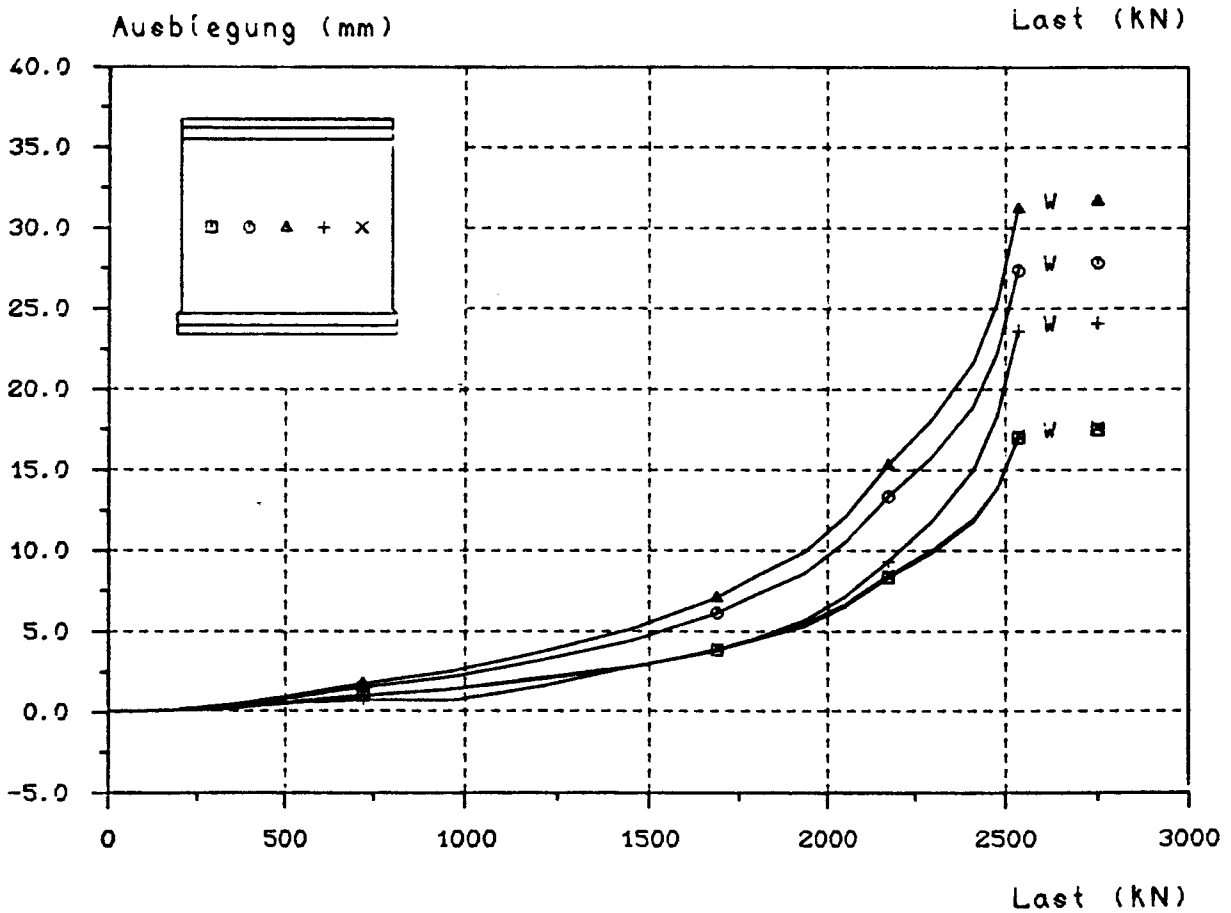
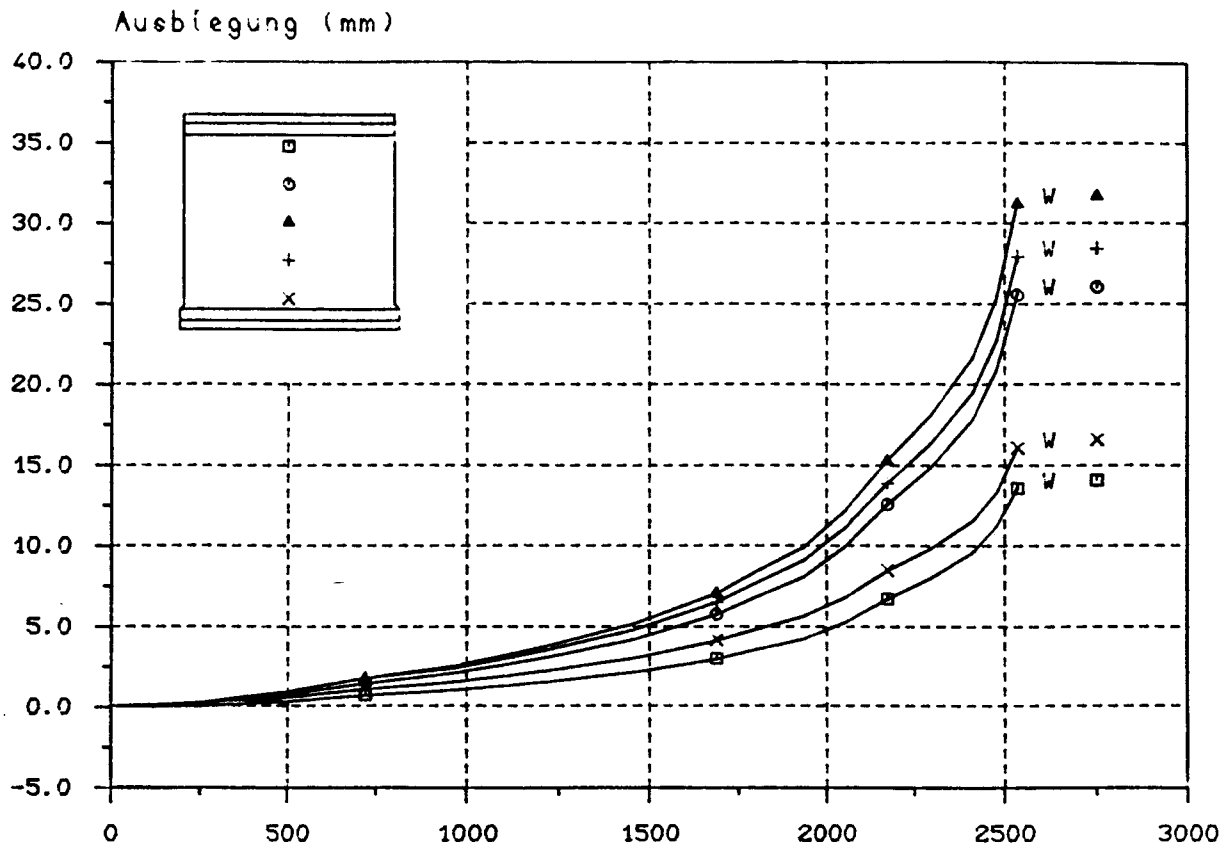
B I L D A 62

Versuchswand W 3



Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

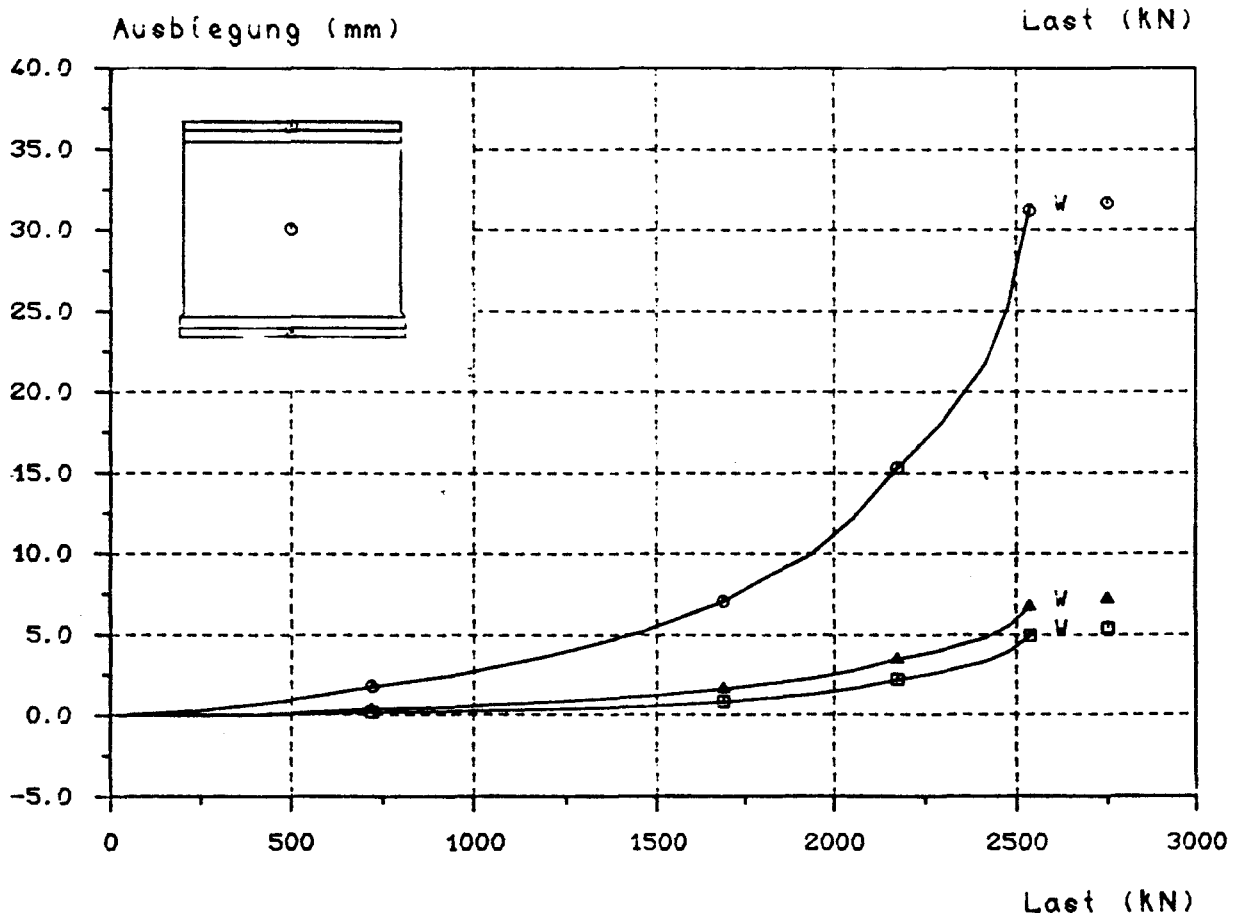
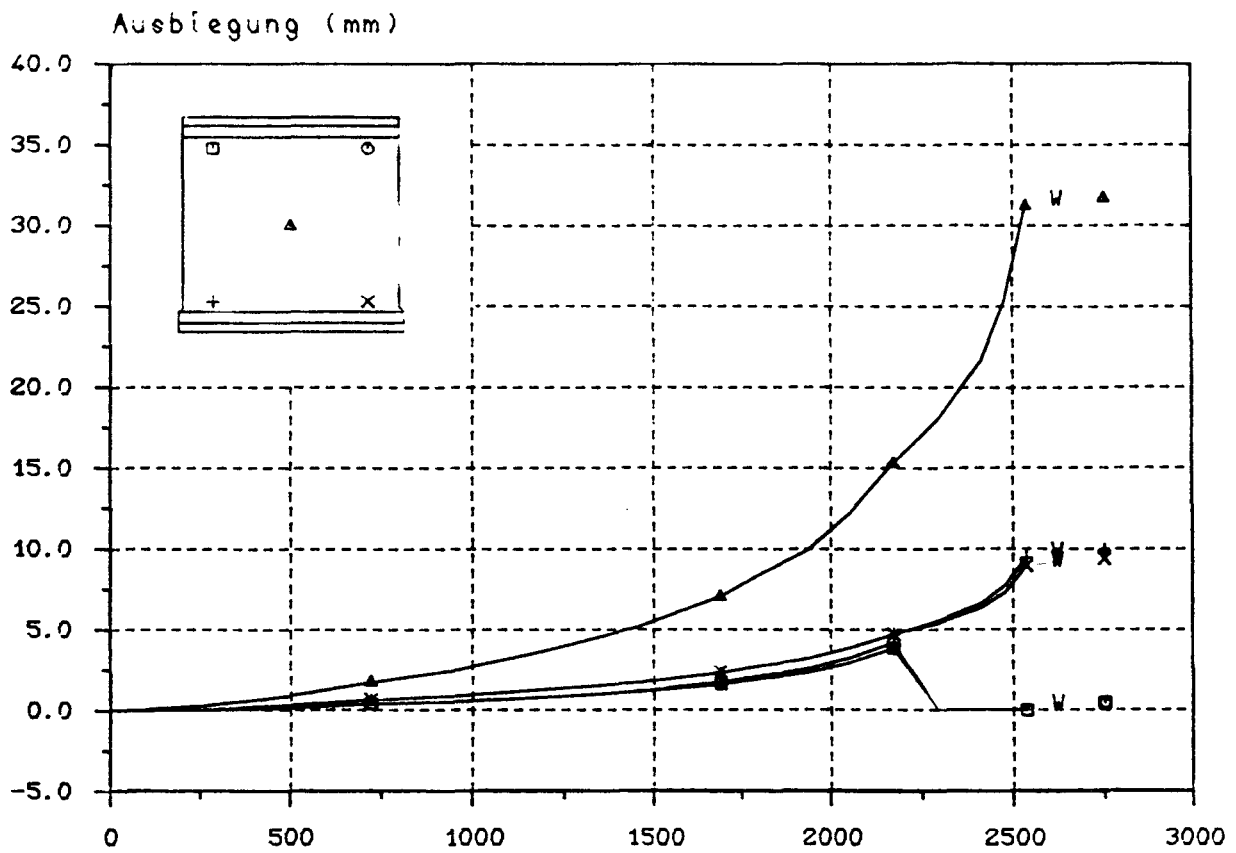


Ausbiegungs - Last - Diagramm

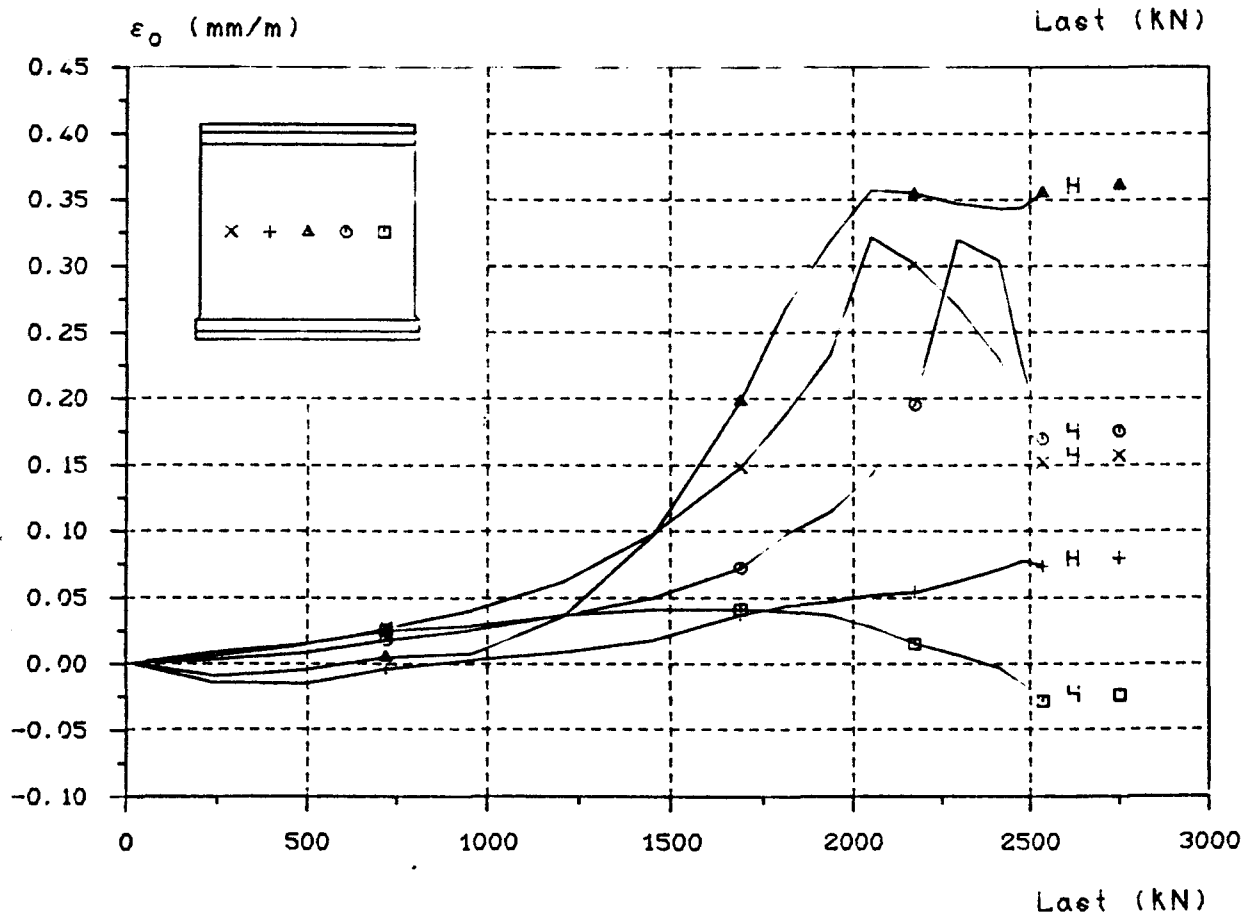
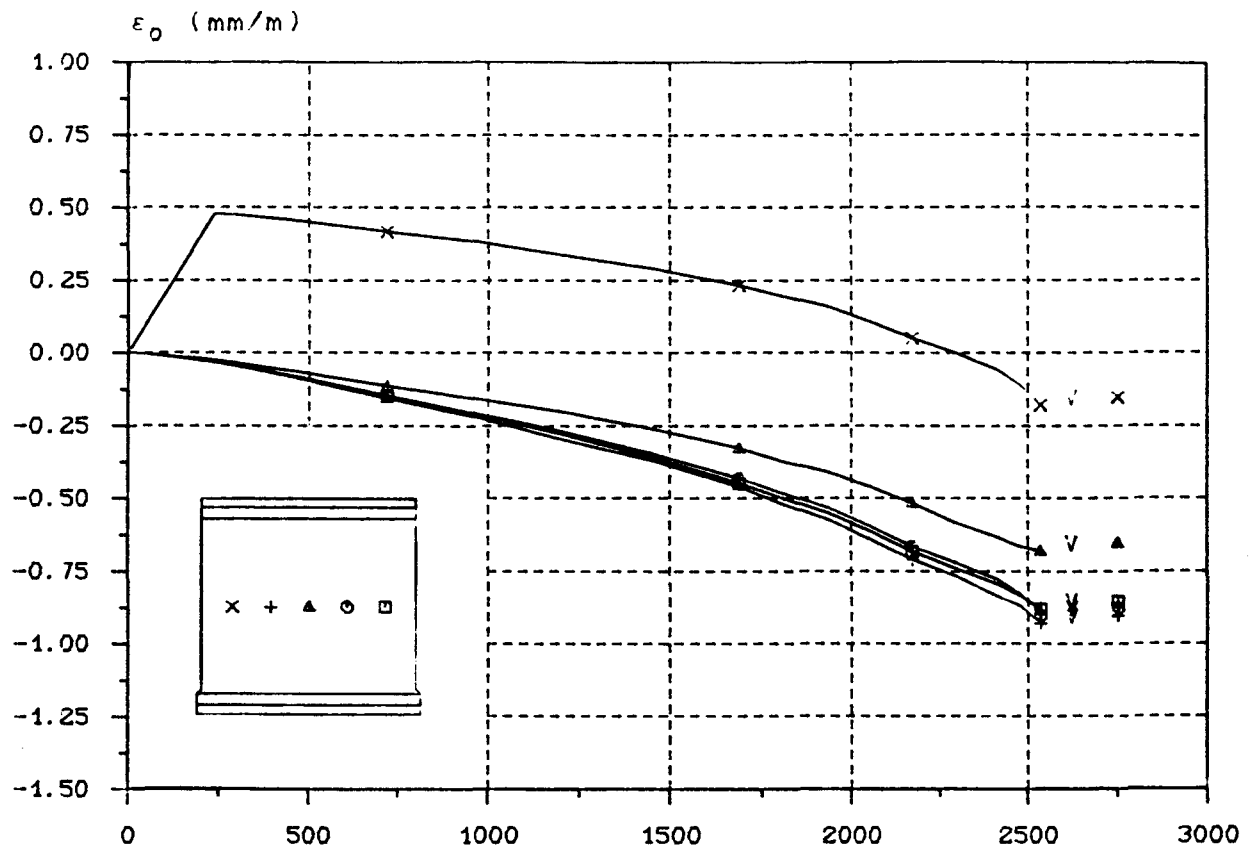
B I L D A 64

Versuchswand W 3





Ausbiegungs - Last - Diagramm

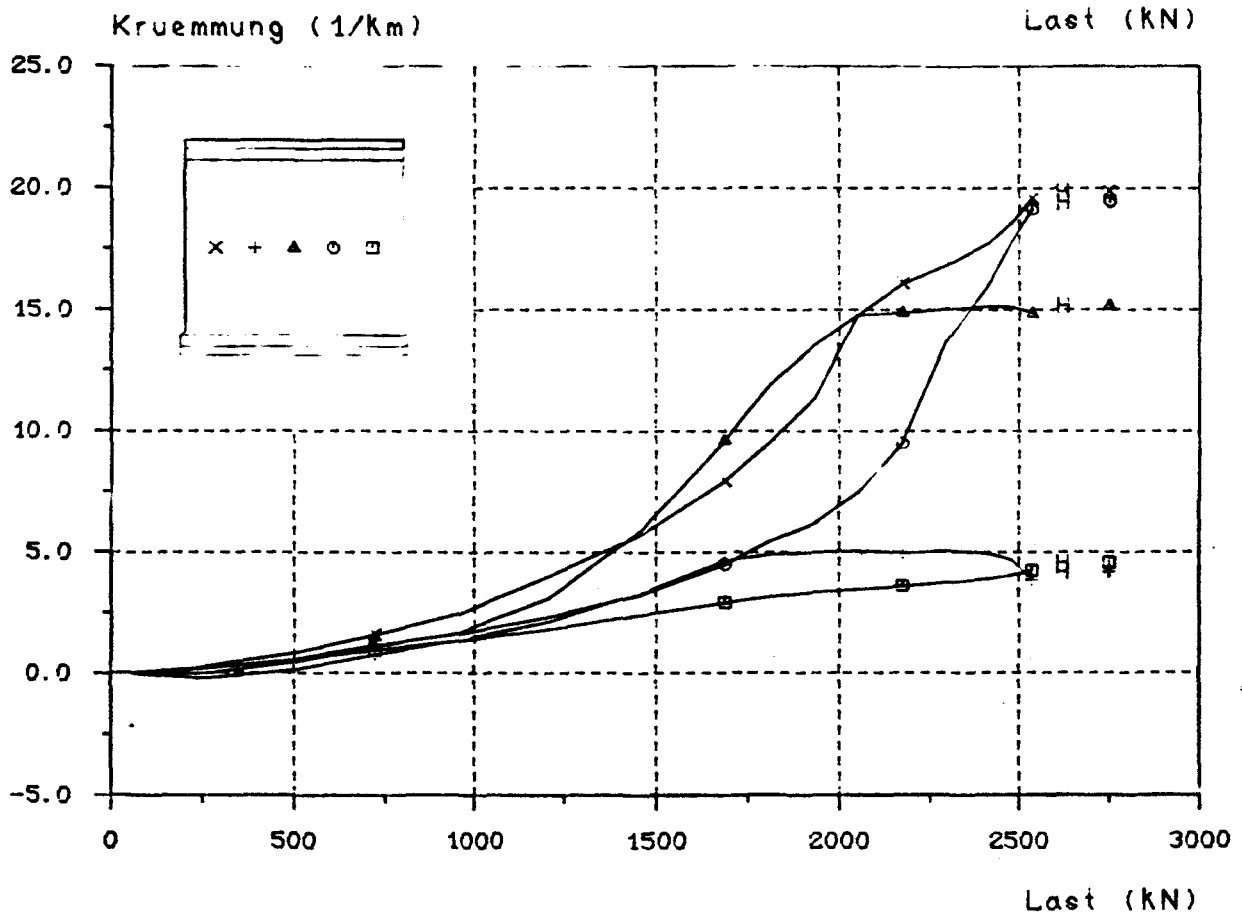
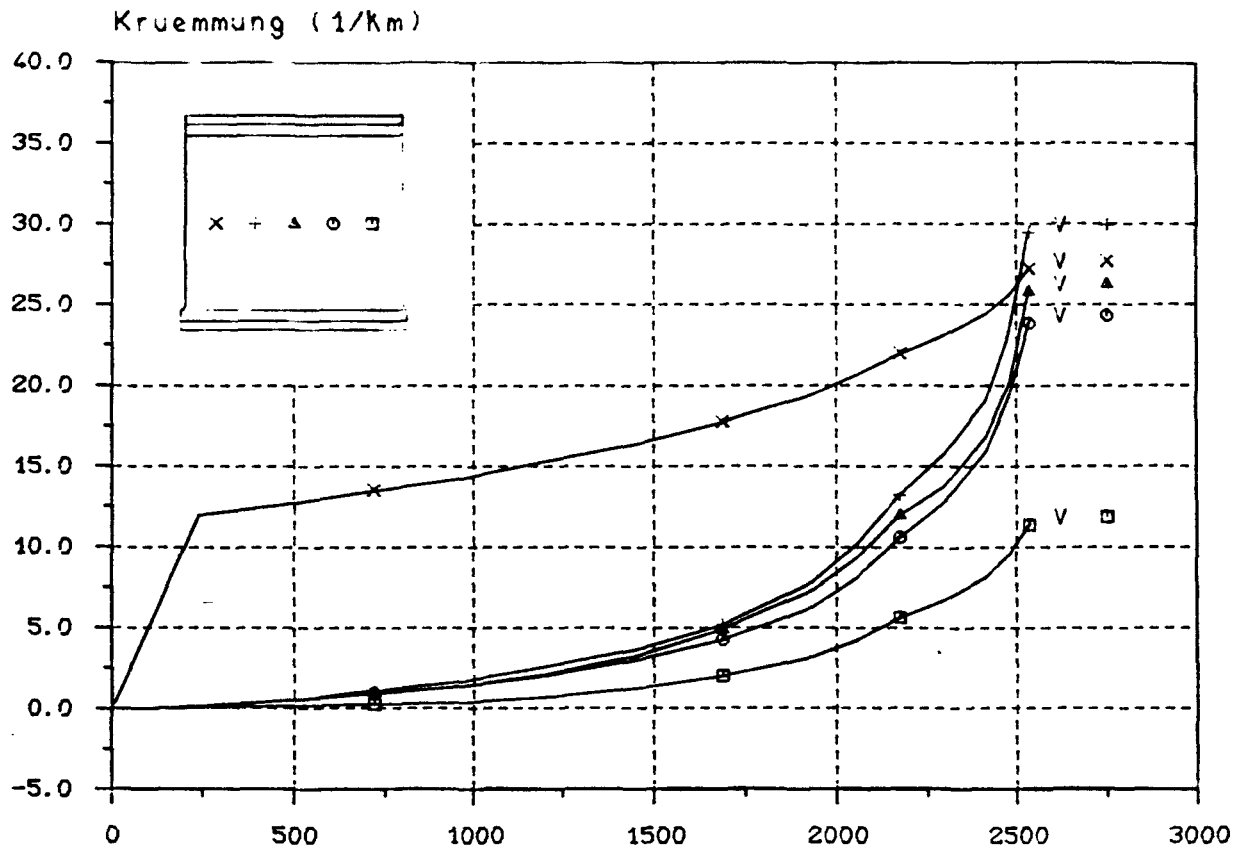


### Mittlere Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 66

Versuchswand W 3



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 67

Versuchswand W 3



V e r s u c h s w a n d   W 4

4-seitig gelagert

$d = 86,4 \text{ mm}$

$e_k/d = 0,20$

B e t o n

Alter = 28 Tage

$\beta_{WVD} = 27,7 \text{ N/mm}^2$

$\beta_p = 20,0 \text{ N/mm}^2$

$\beta_{BZ} = 2,33 \text{ N/mm}^2$

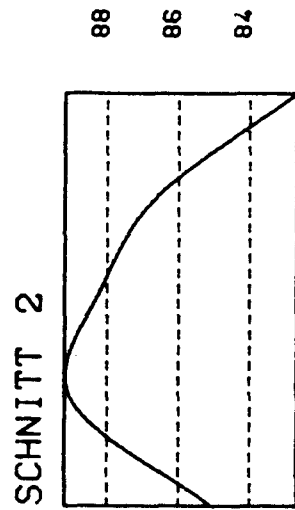
E-Modul = 21,4 kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

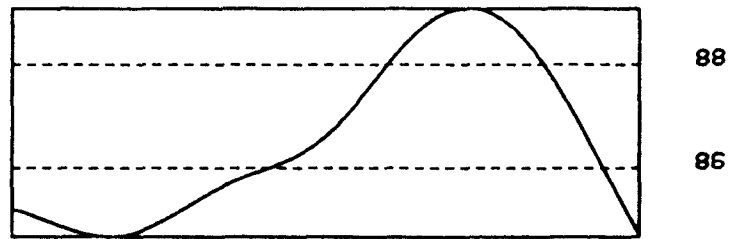
unbewehrt

E r g e b n i s

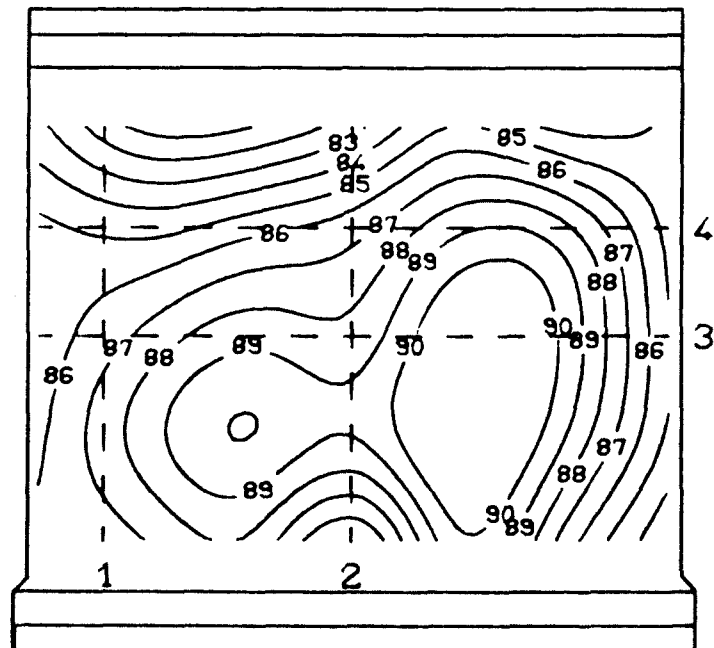
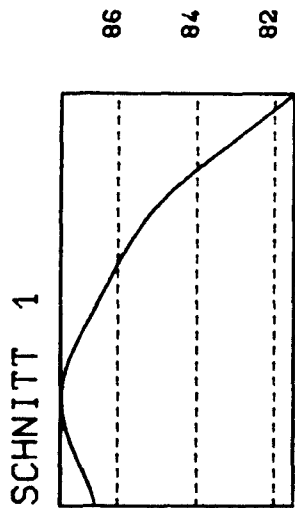
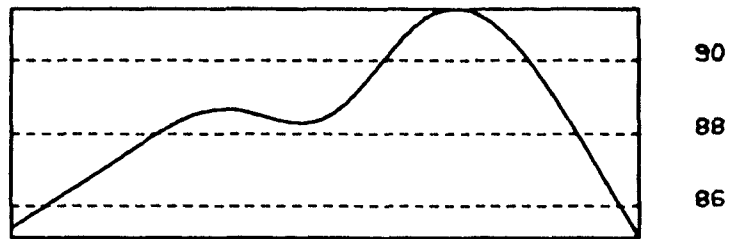
tot  $F_u = 2,000 \text{ MN}$



SCHNITT 4

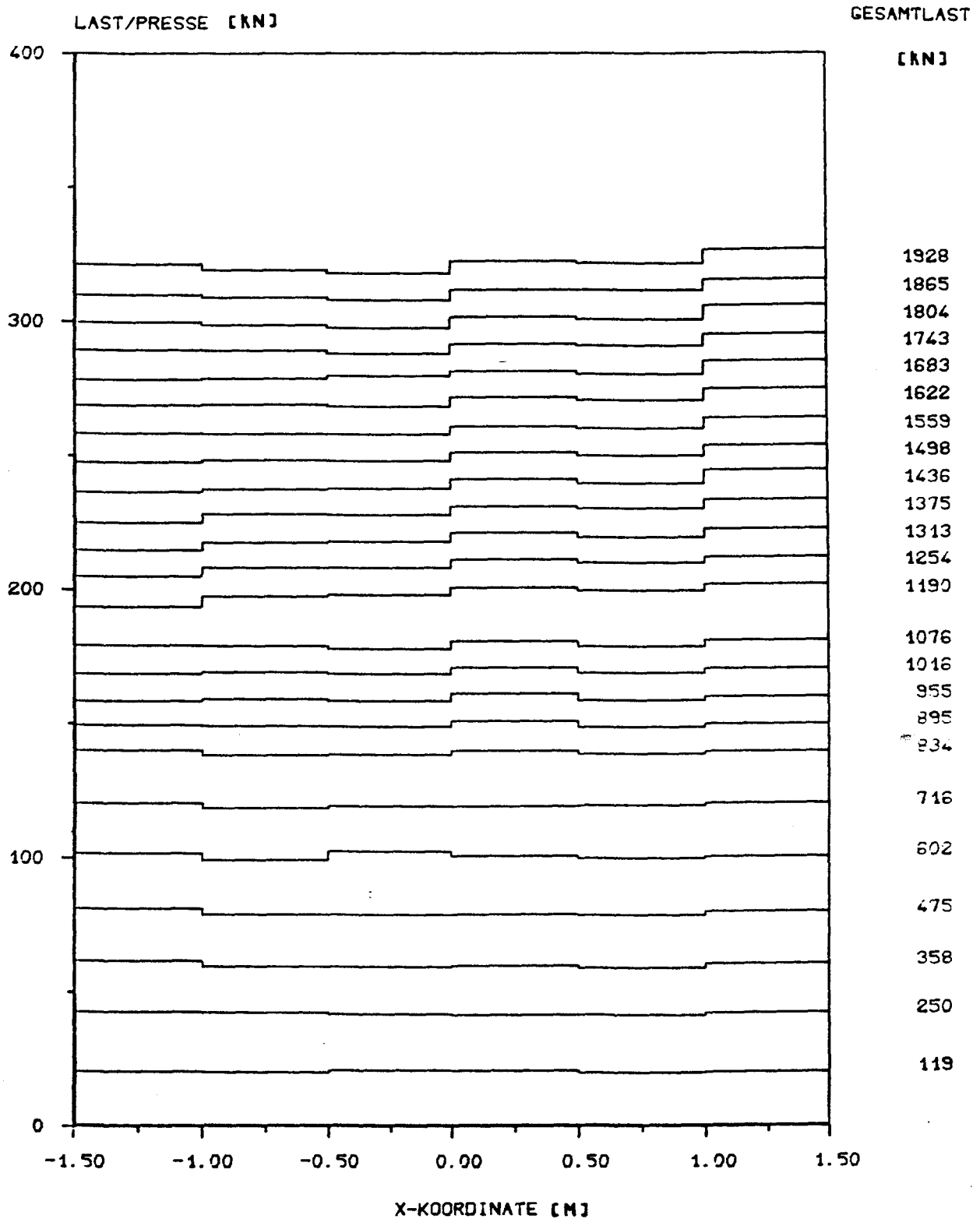


SCHNITT 3



Linien gleicher W a n d d i c k e n

W a n d t o p o l o g i e



Pressendruckverteilung

B I L D A 69

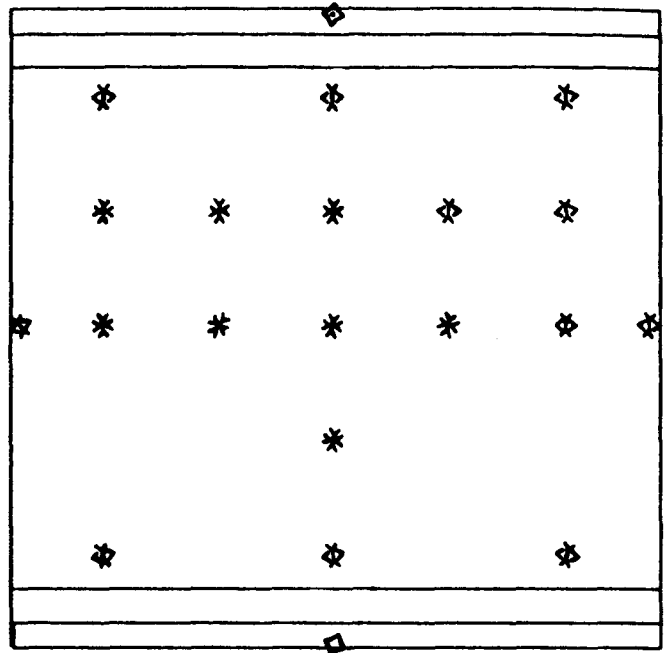
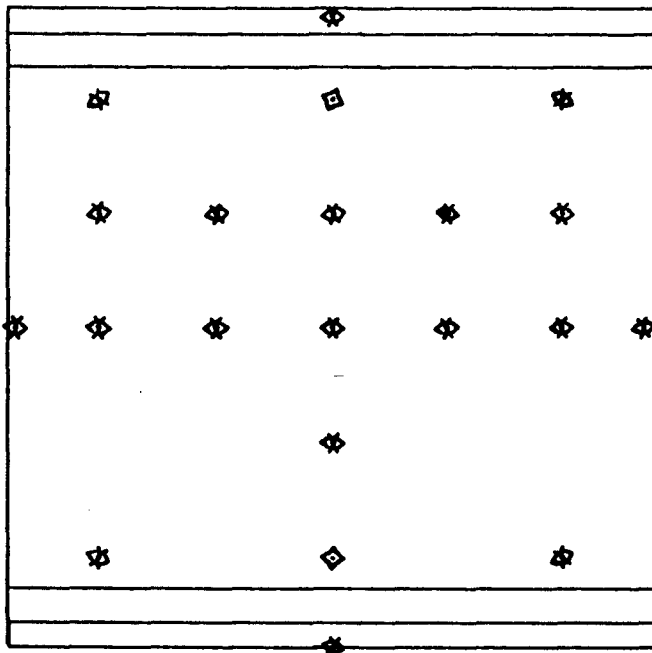
Versuchswand W 4

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

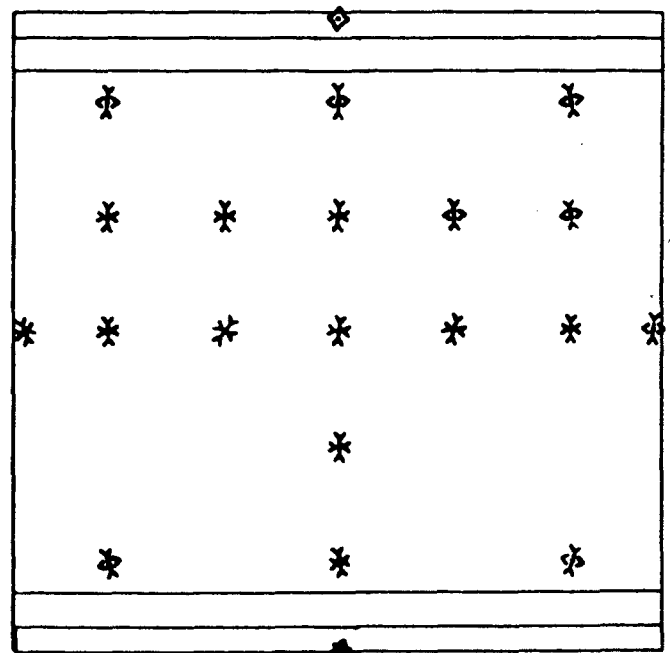
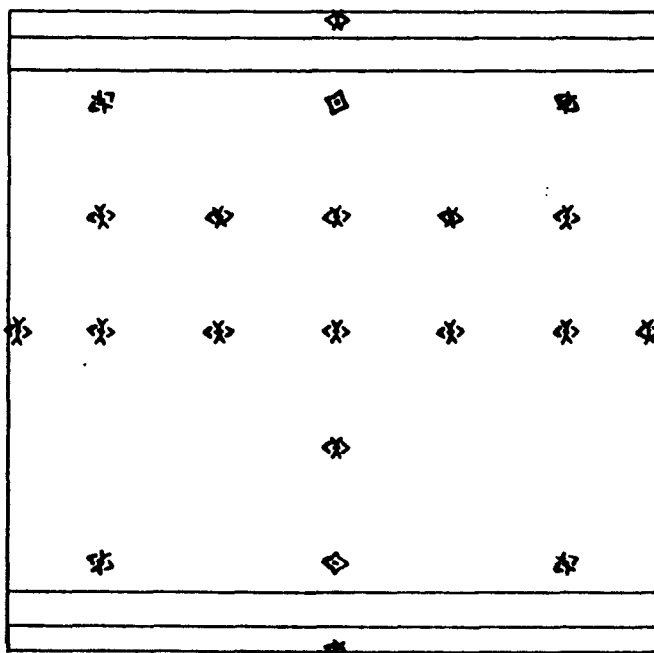
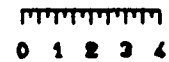
Zugseite

Last = 477 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 900 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   70

Versuchswand W 4

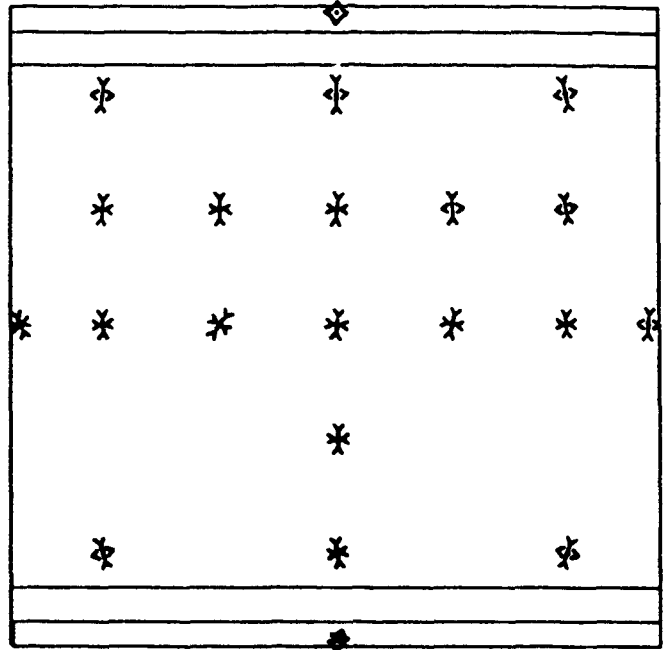
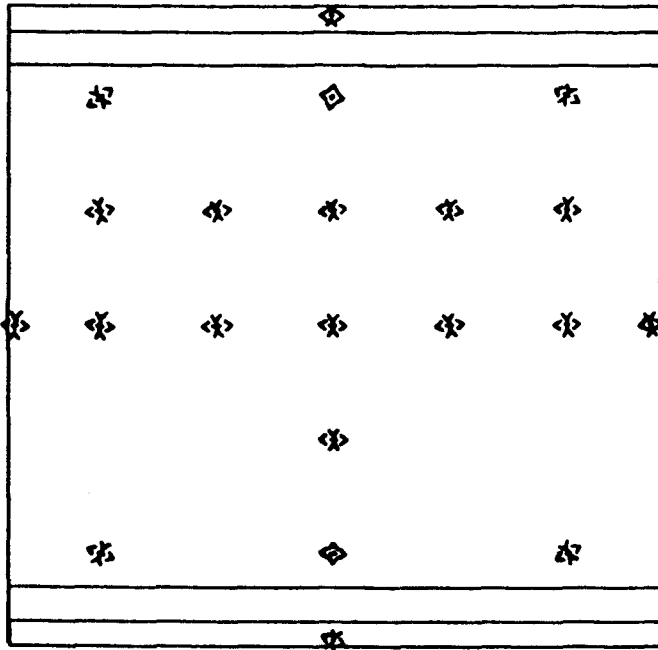


A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

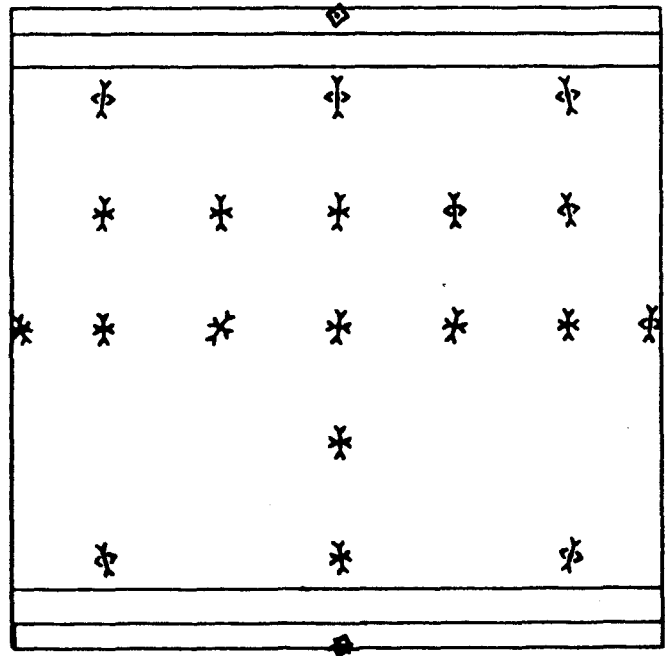
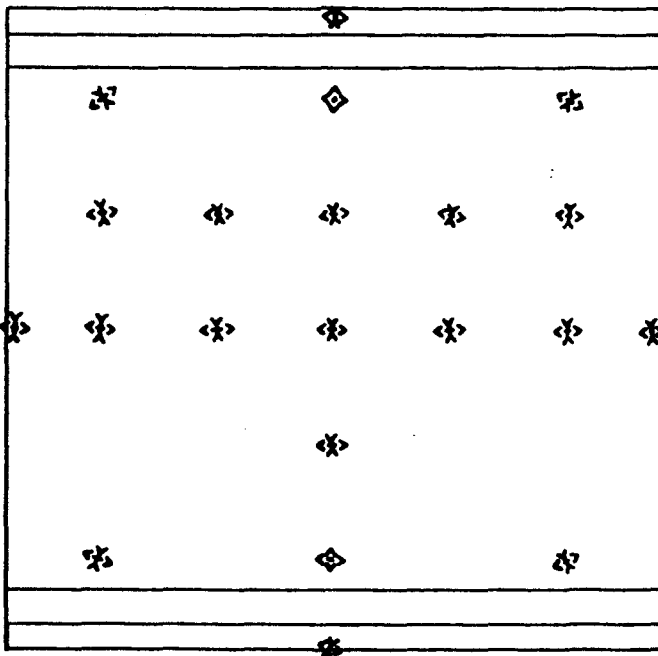
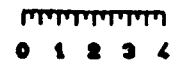
Zugseite

Last = 1022 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1144 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   71

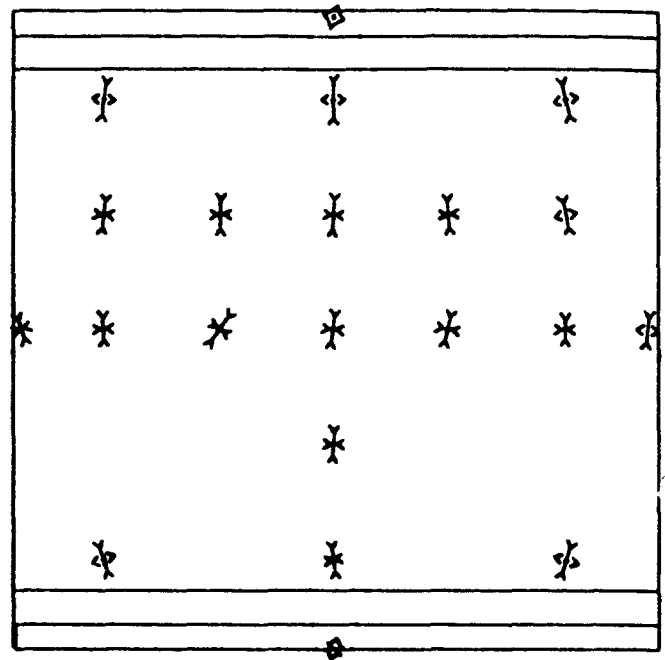
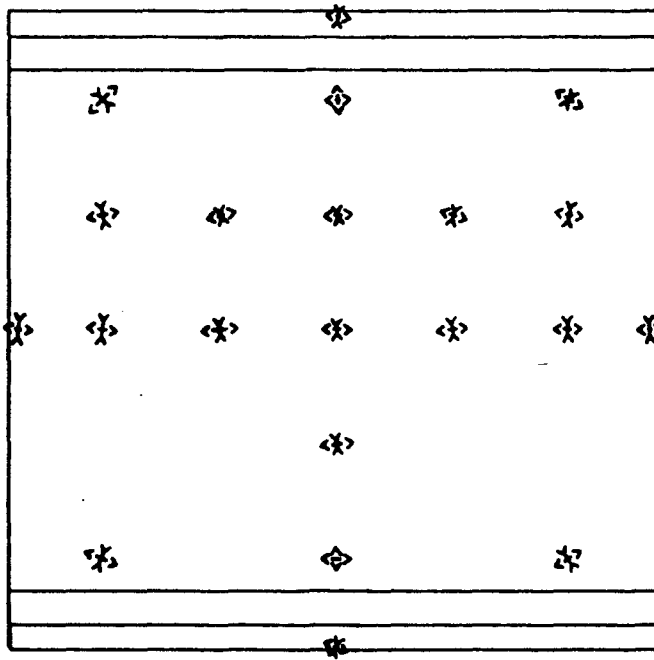
Versuchswand W 4

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

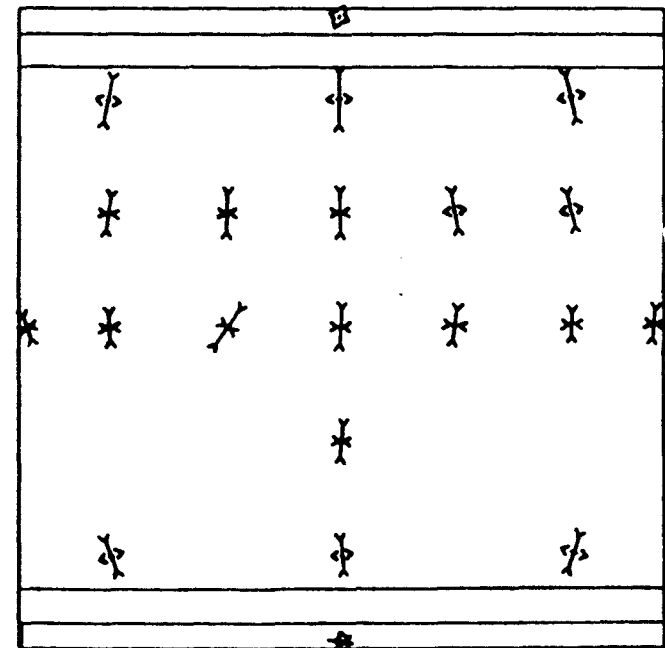
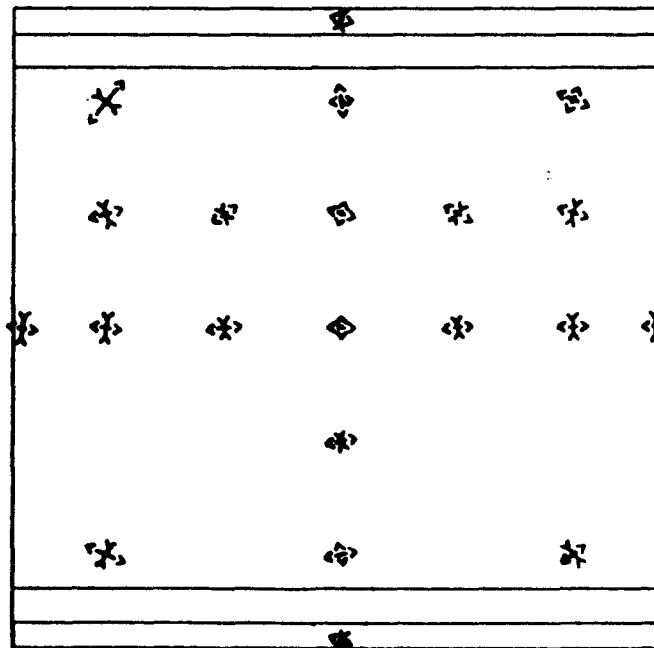
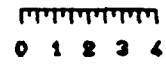
Zugseite

Last = 1383 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1620 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   72

Versuchswand W 4

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite Rißbild

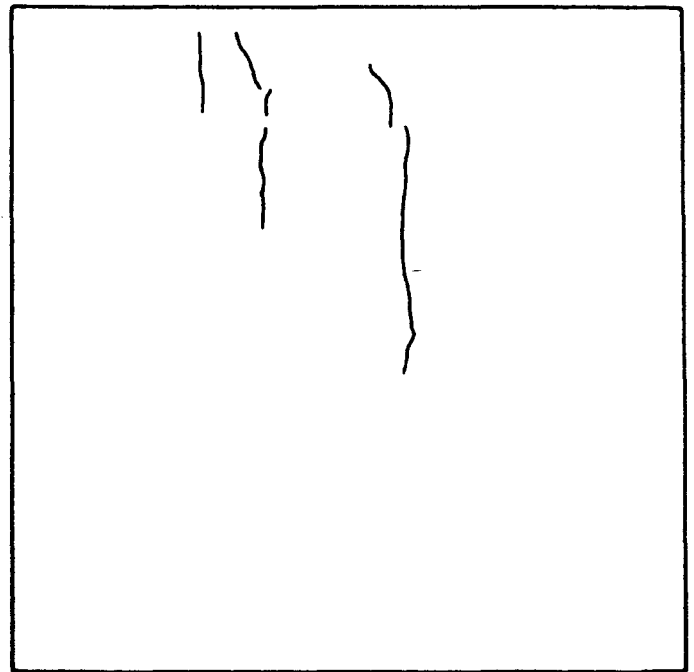
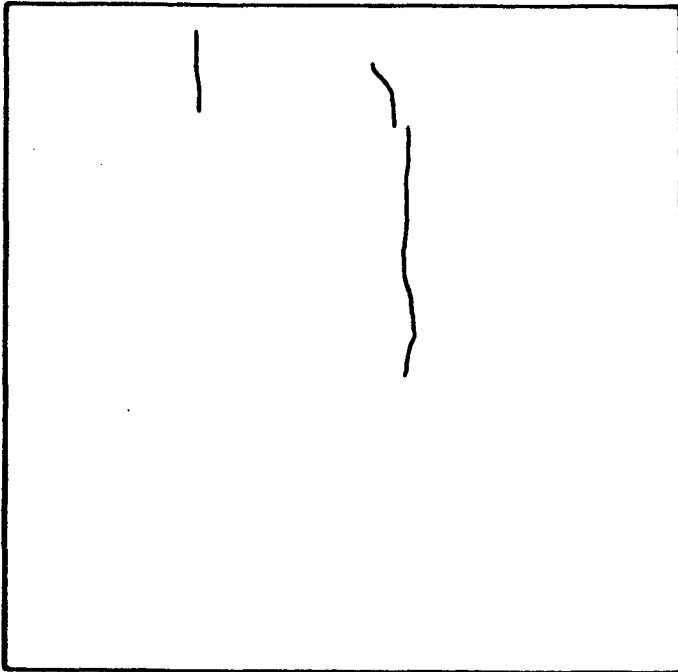
Zugseite Rißbild

Laststufe 10

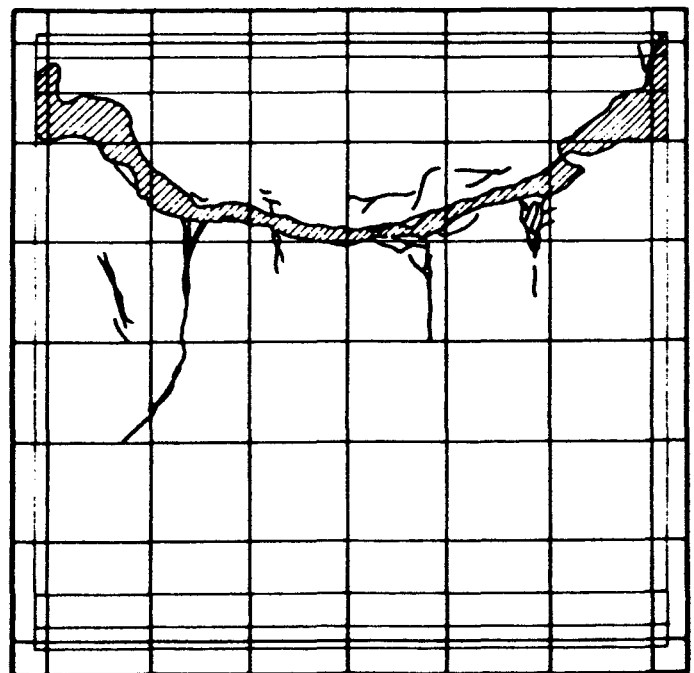
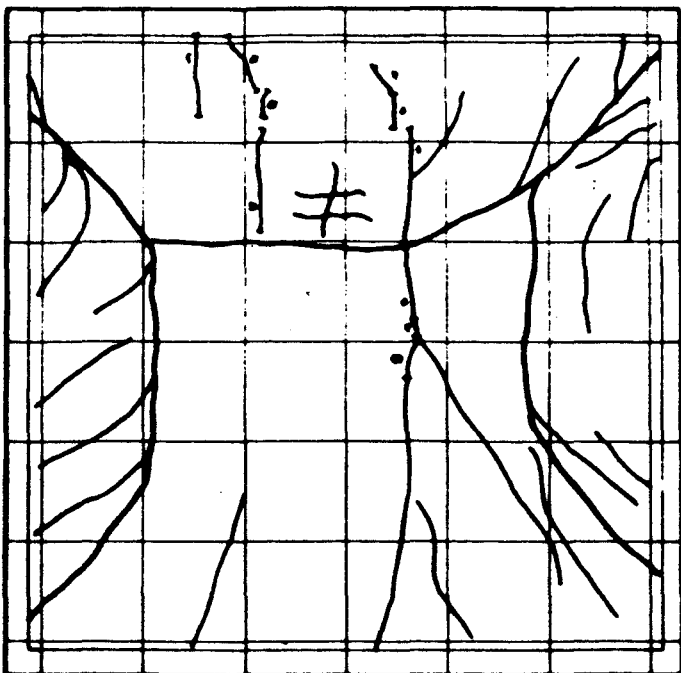
Laststufe 13

Last = 1022 kN

Last = 1197 kN



R i ß - u n d   B r u c h b i l d e r

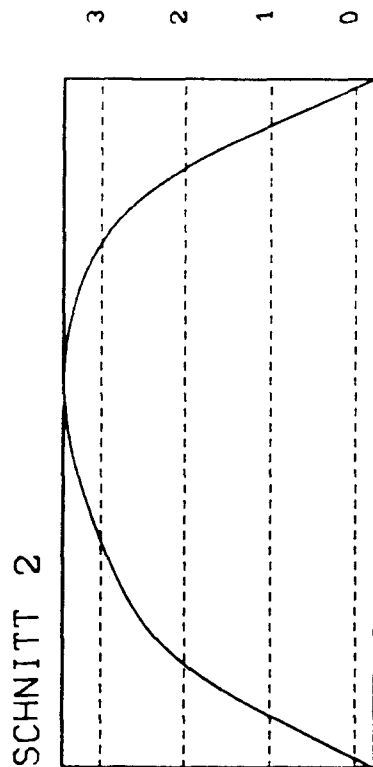


Zugseite Bruchbild

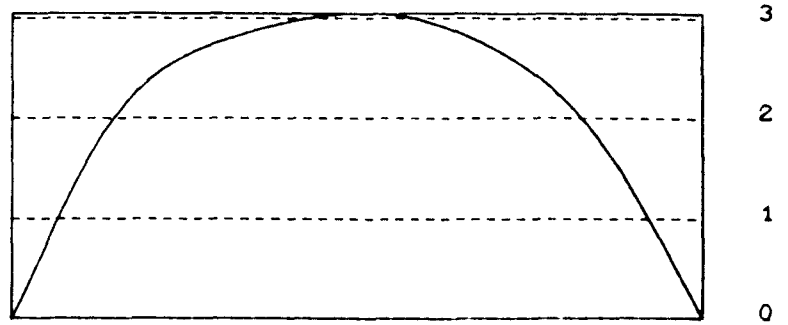
Druckseite Bruchbild

B I L D   A 73

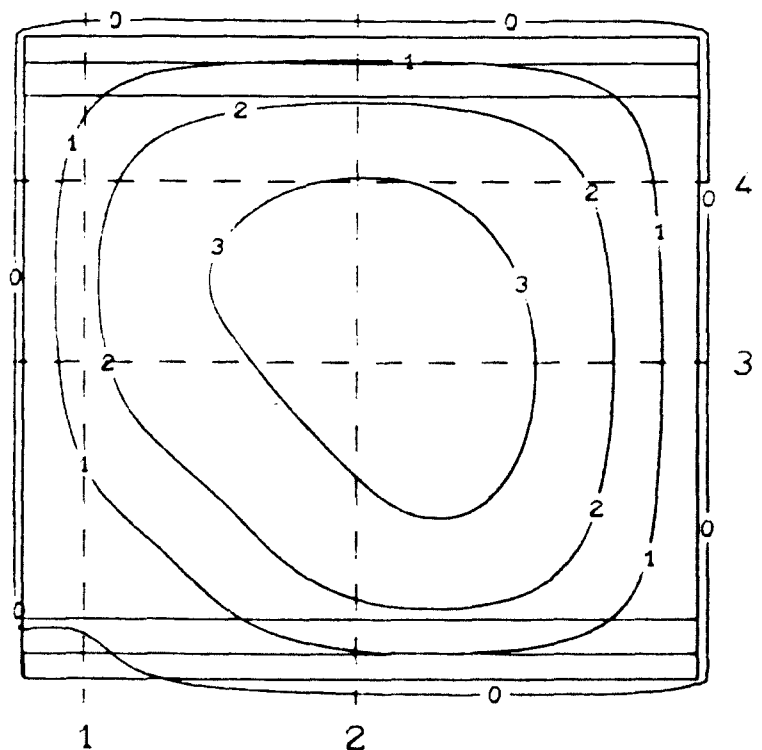
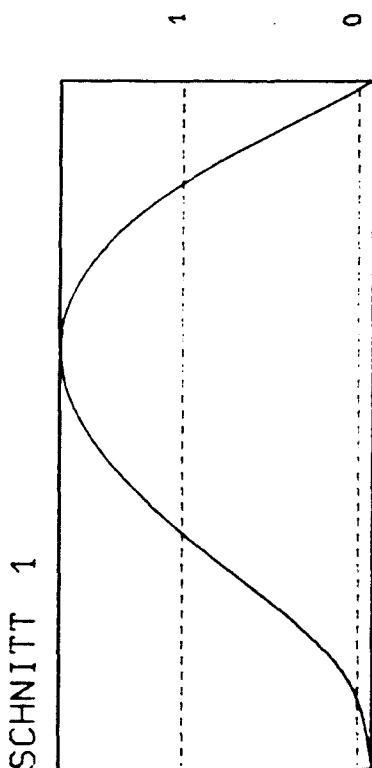
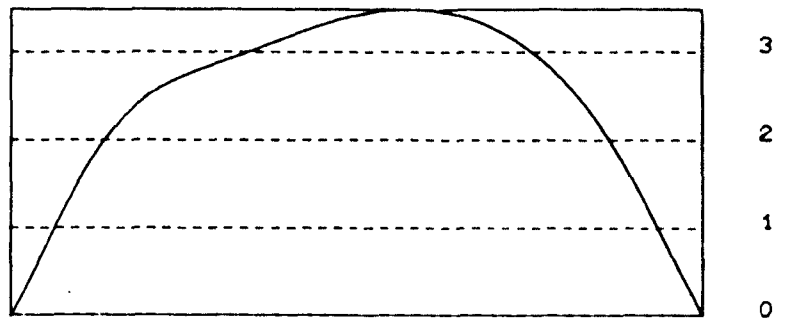
Versuchswand W 4



SCHNITT 4

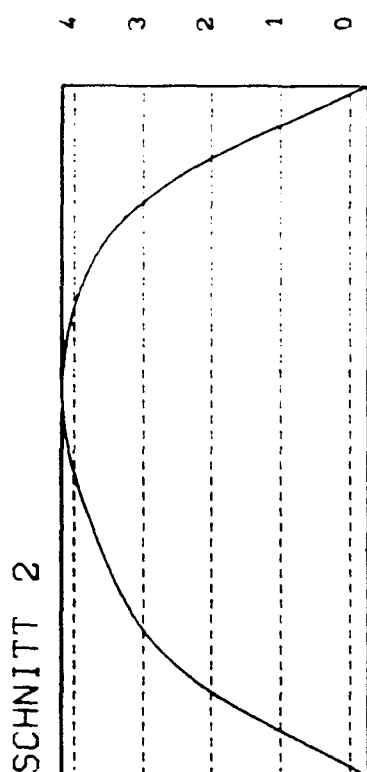


SCHNITT 3

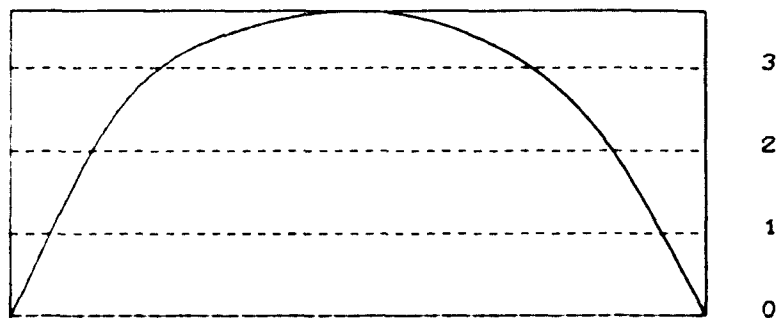


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

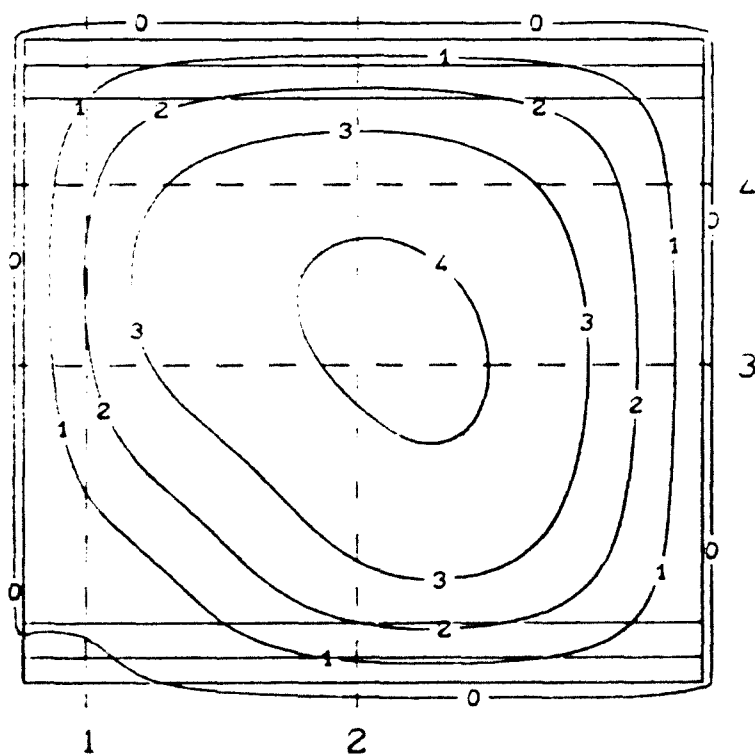
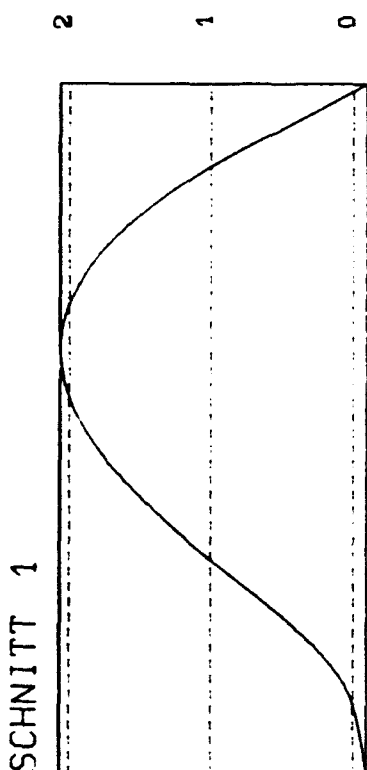
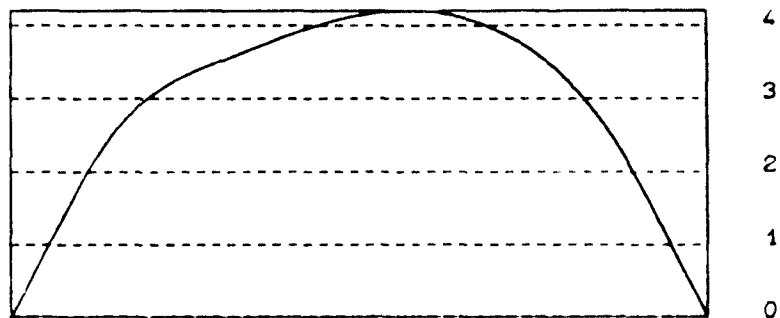
Last = 895 kN



SCHNITT 4

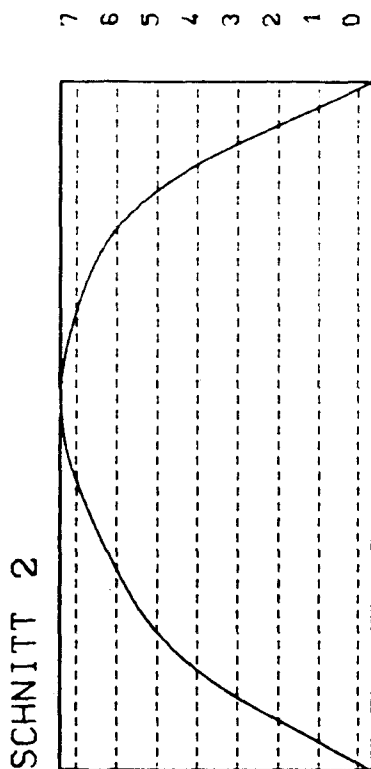


SCHNITT 3

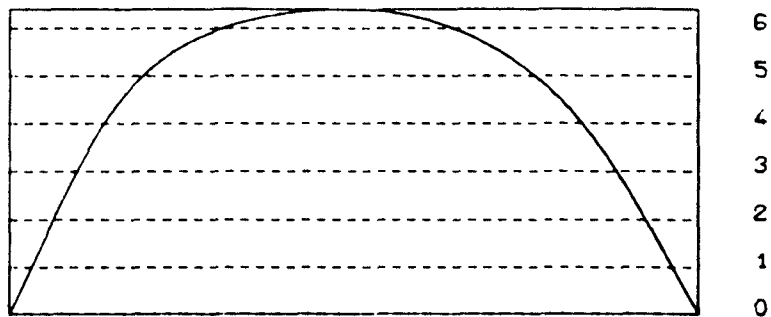


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

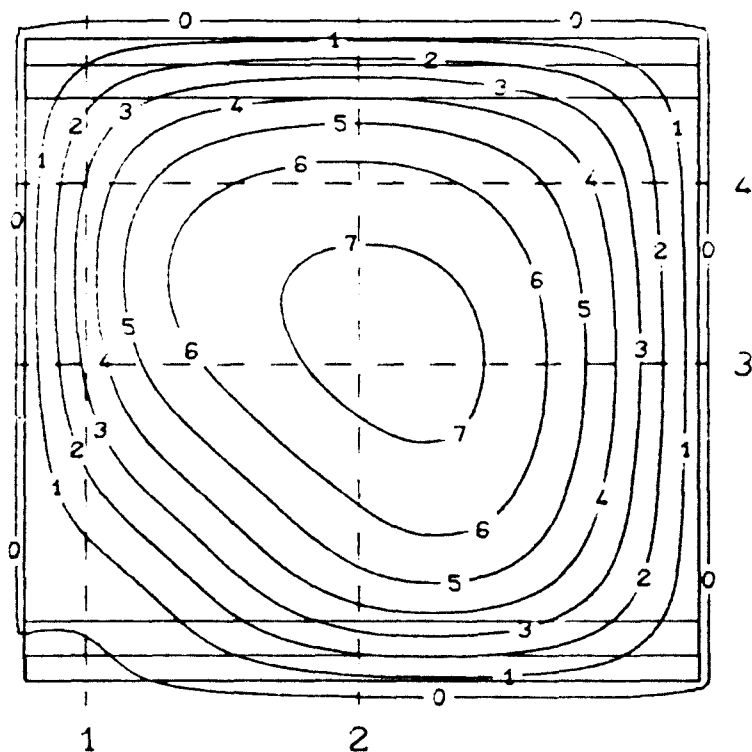
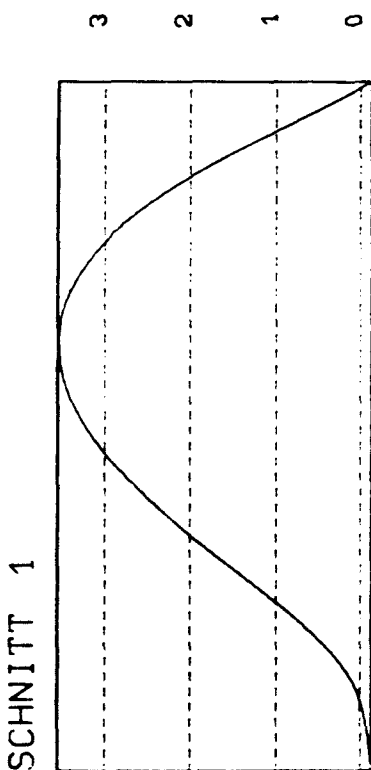
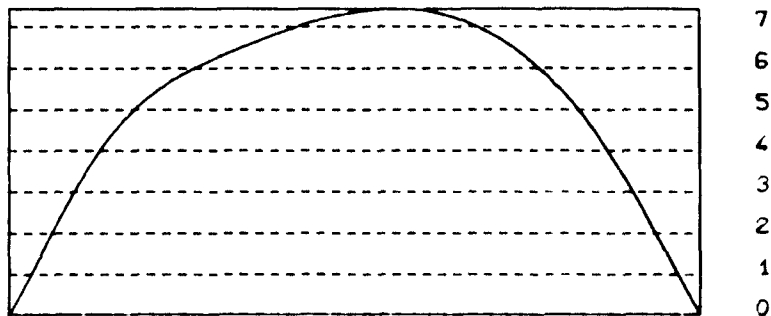
Last = 1016 kN



SCHNITT 4

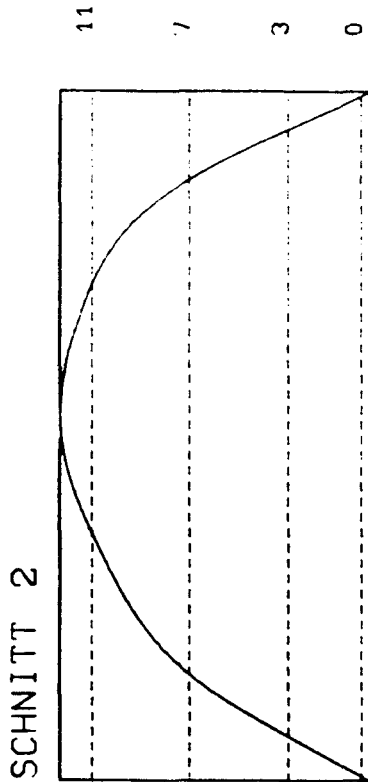


SCHNITT 3

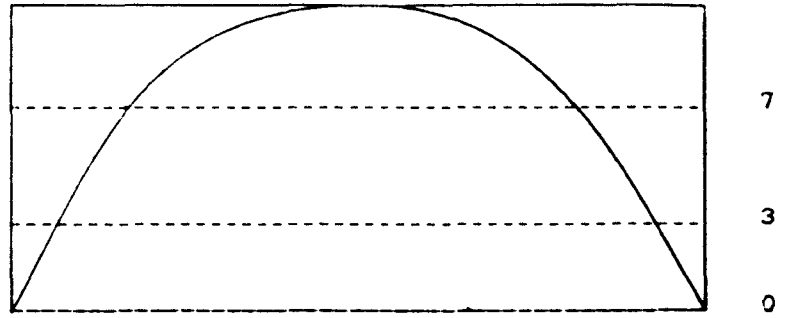


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

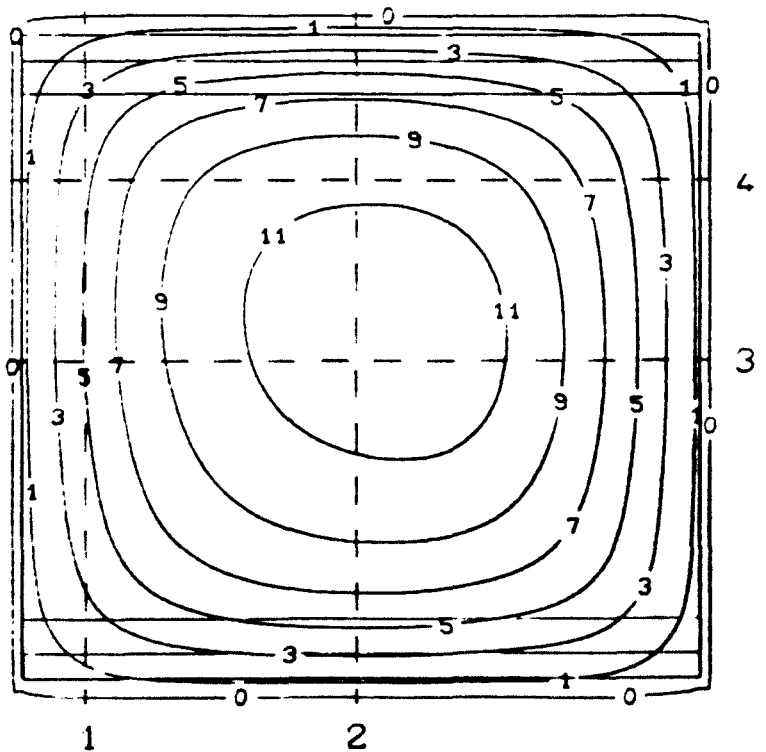
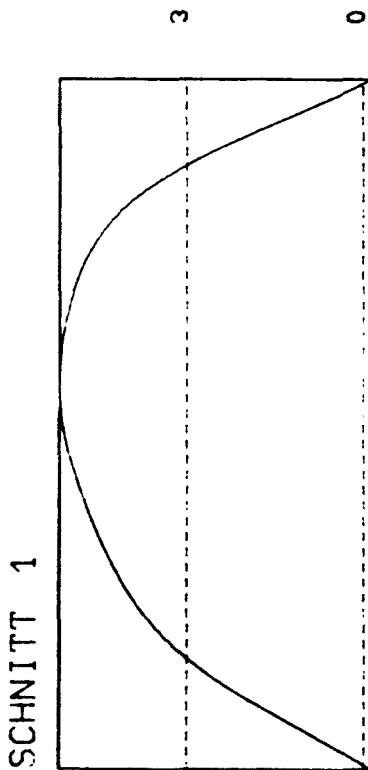
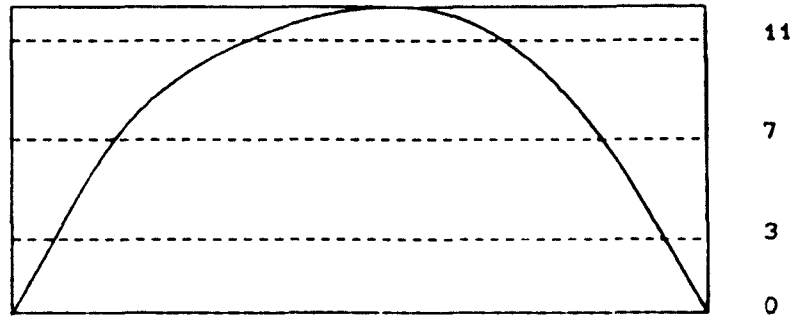
Last = 1375 kN



SCHNITT 4

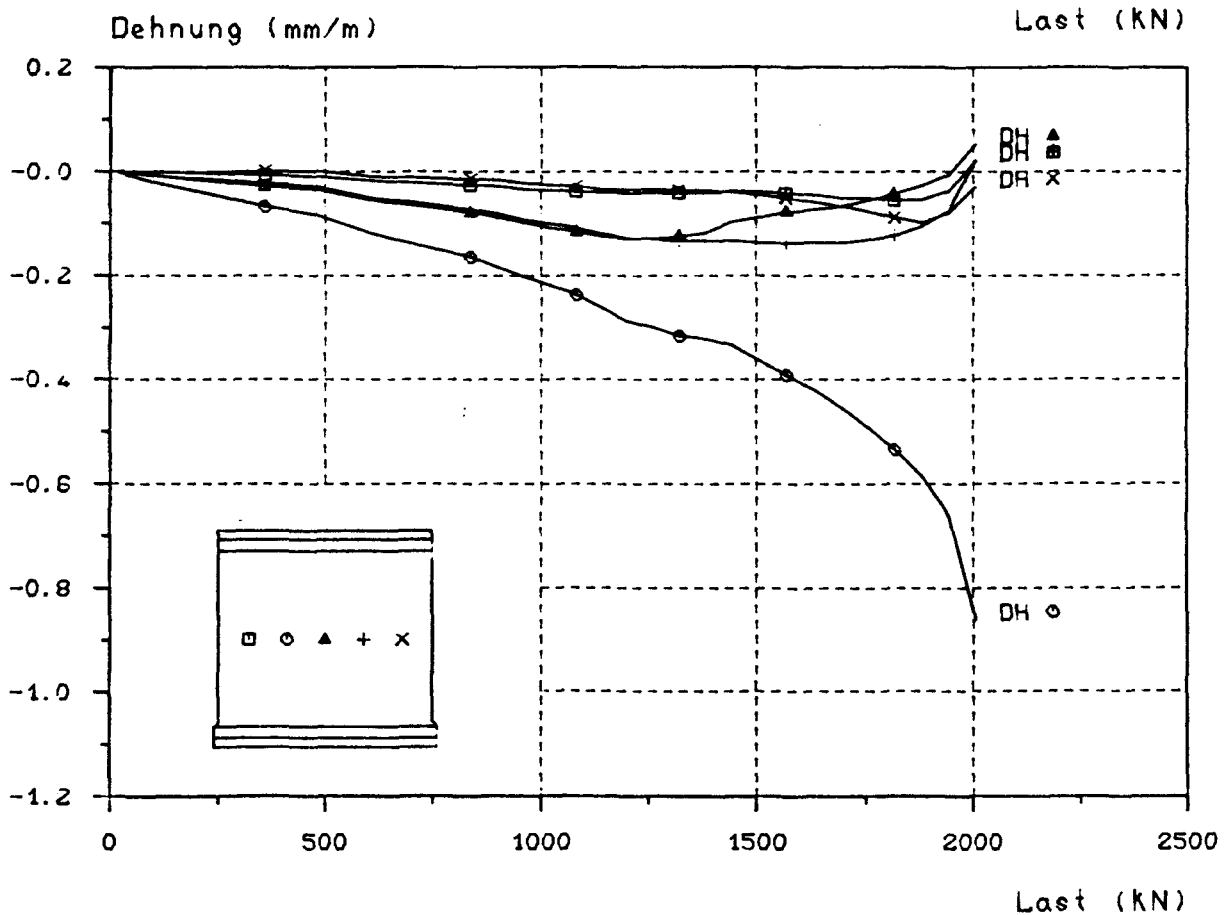
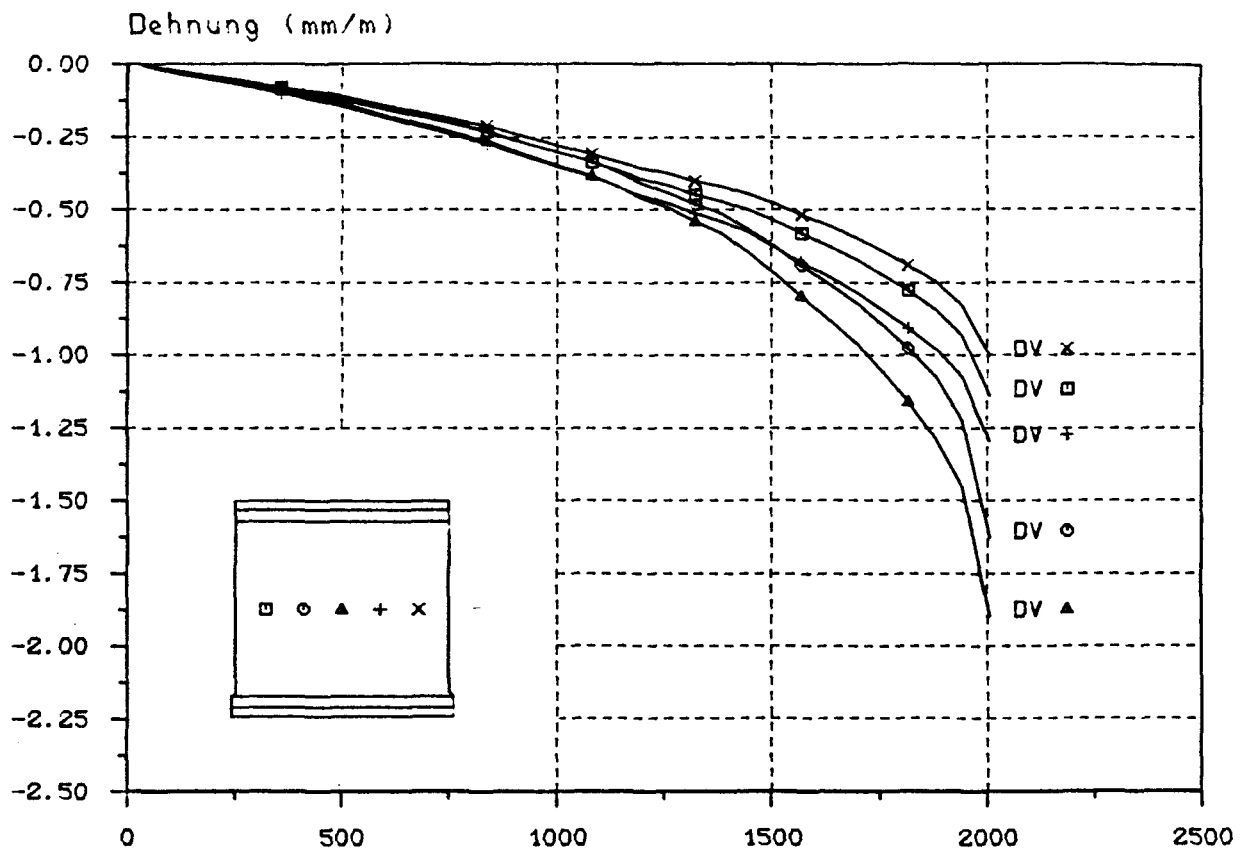


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 1622 kN



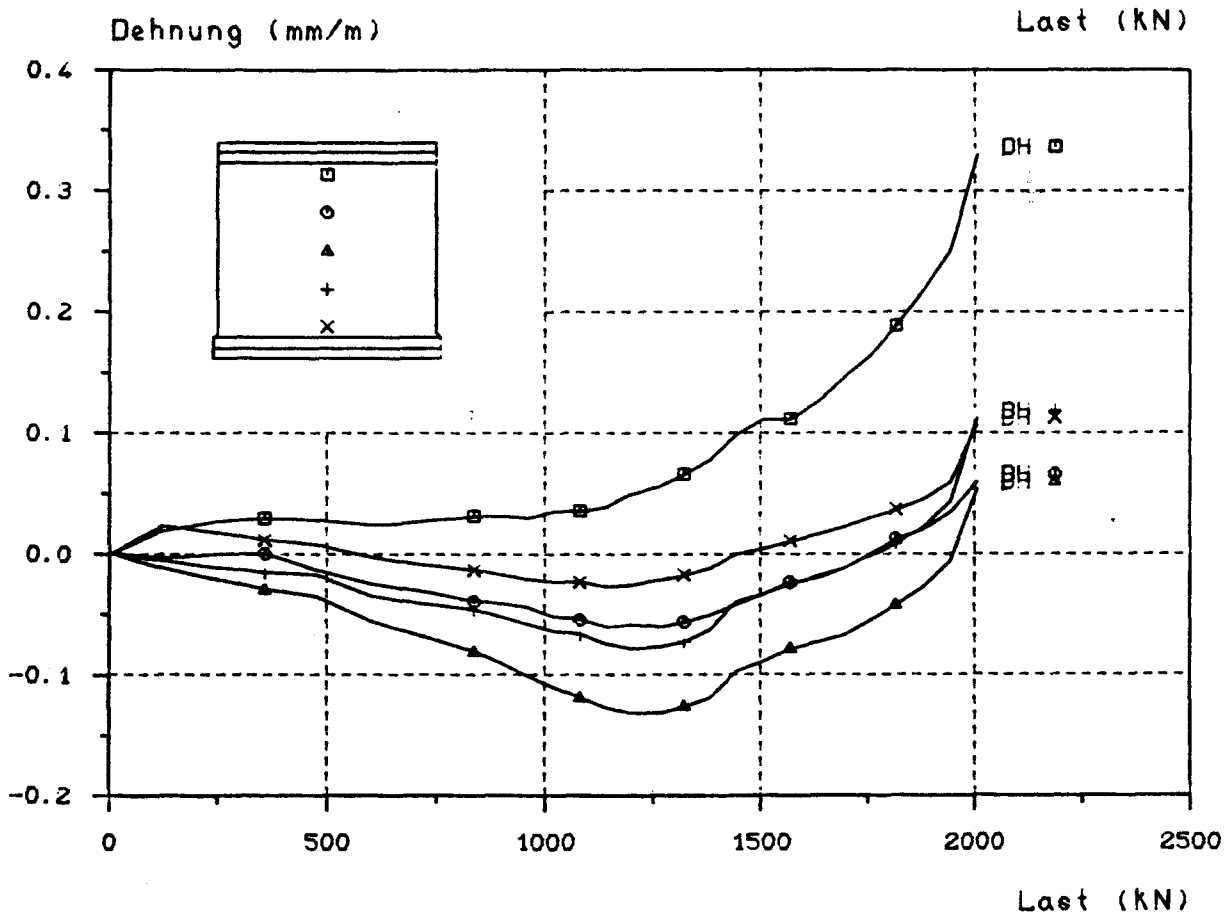
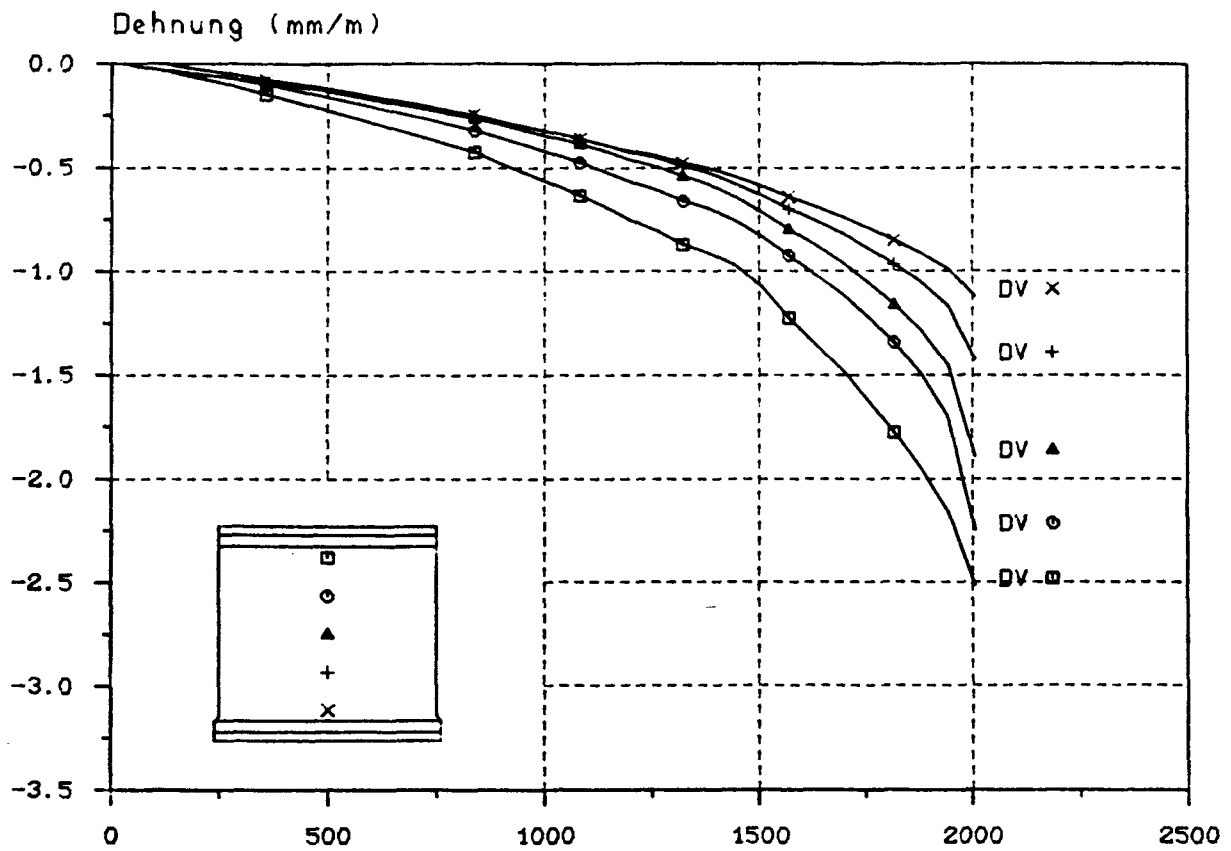
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 78

Versuchswand W 4



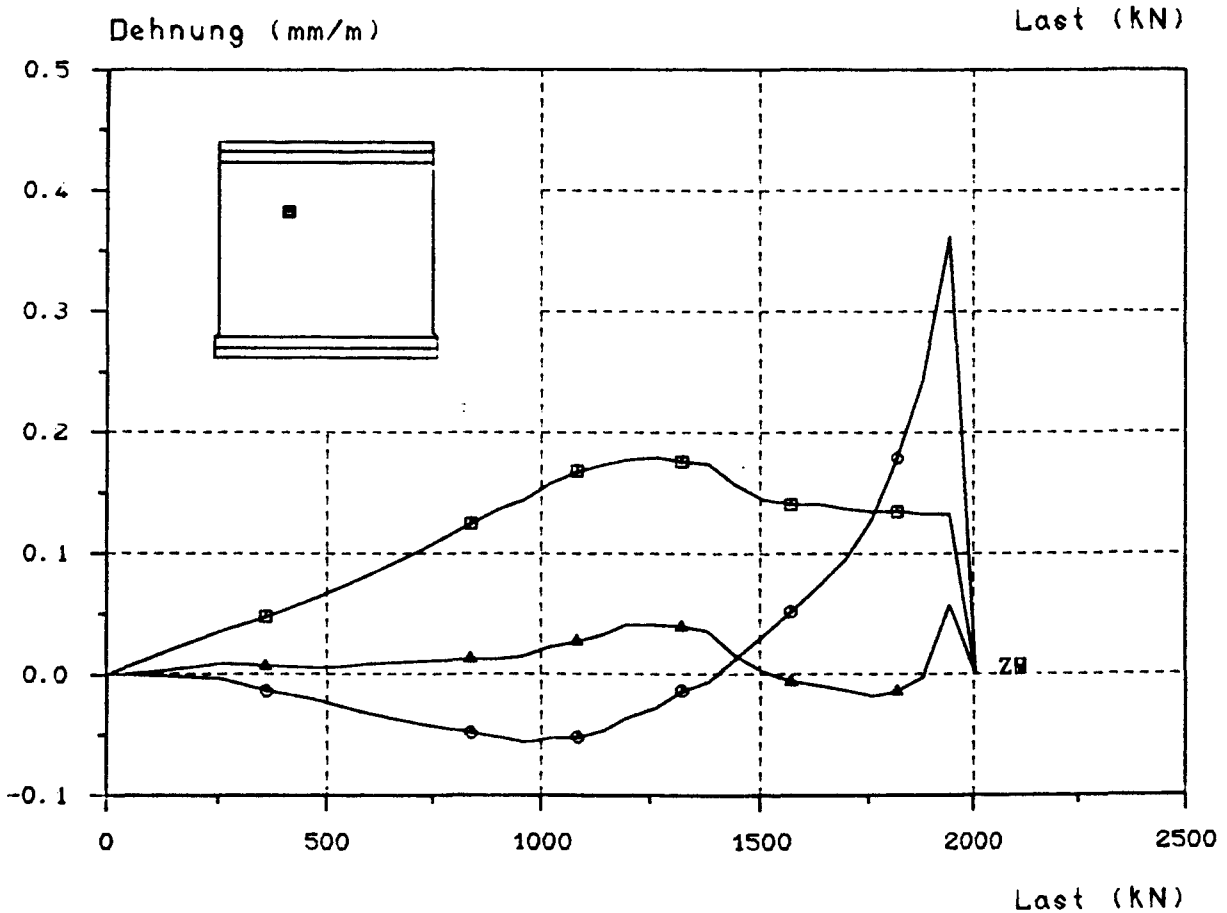
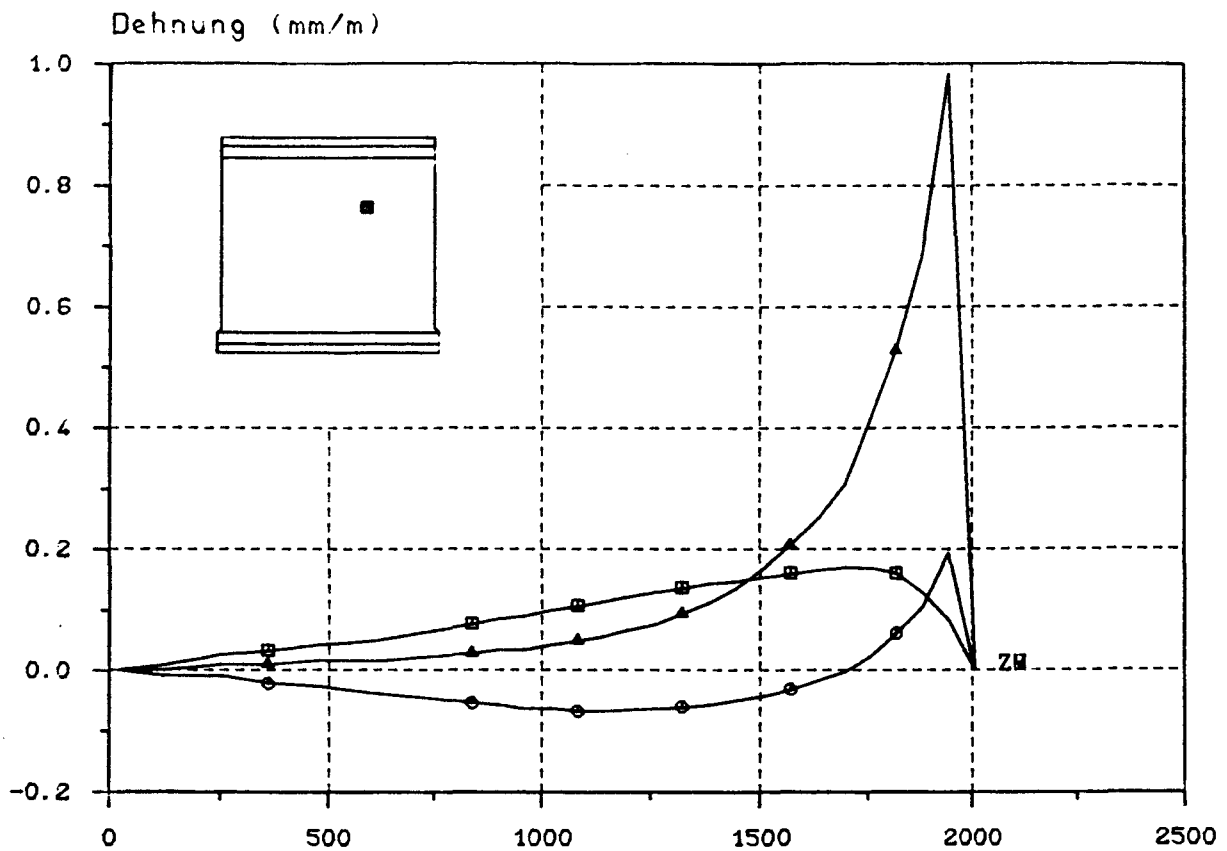


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 79

Versuchswand W 4

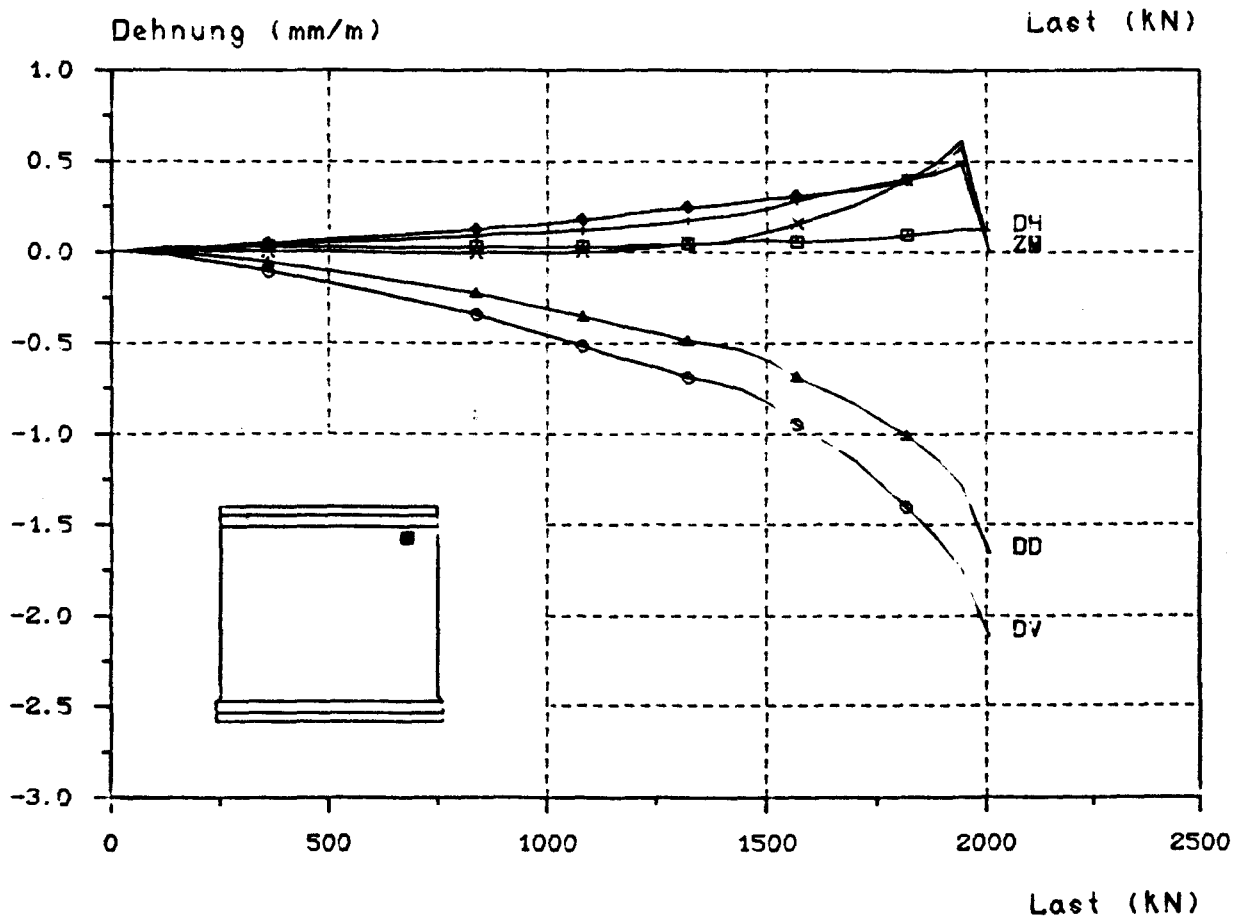
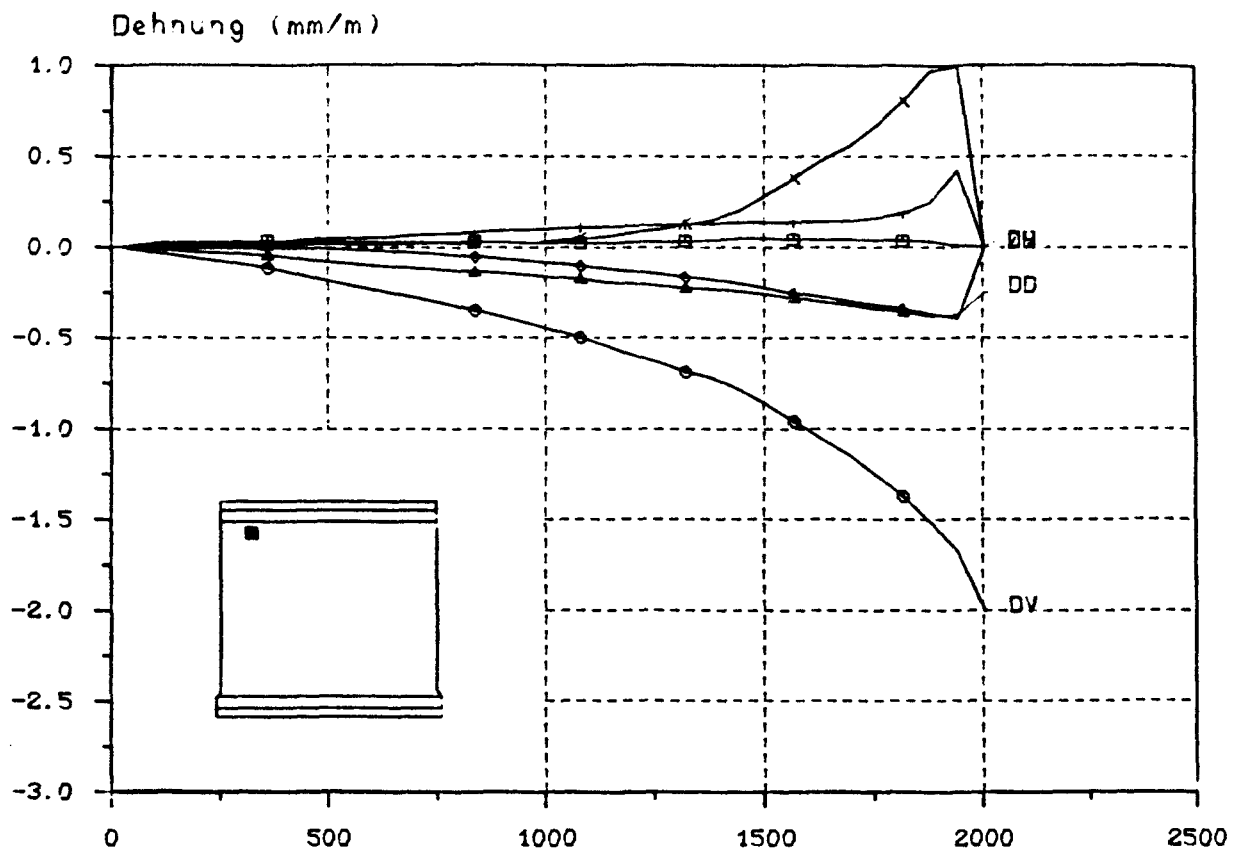


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 80

Versuchswand W 4

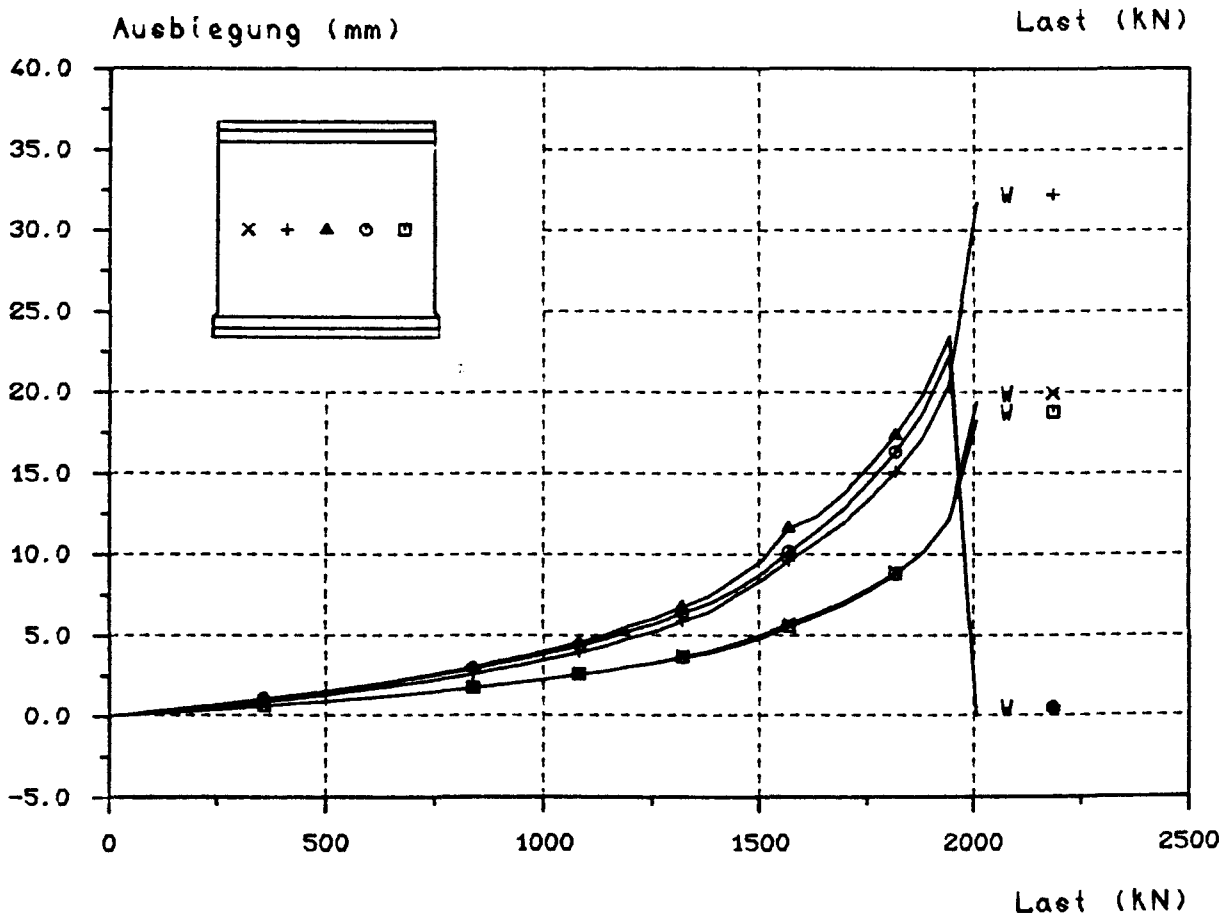
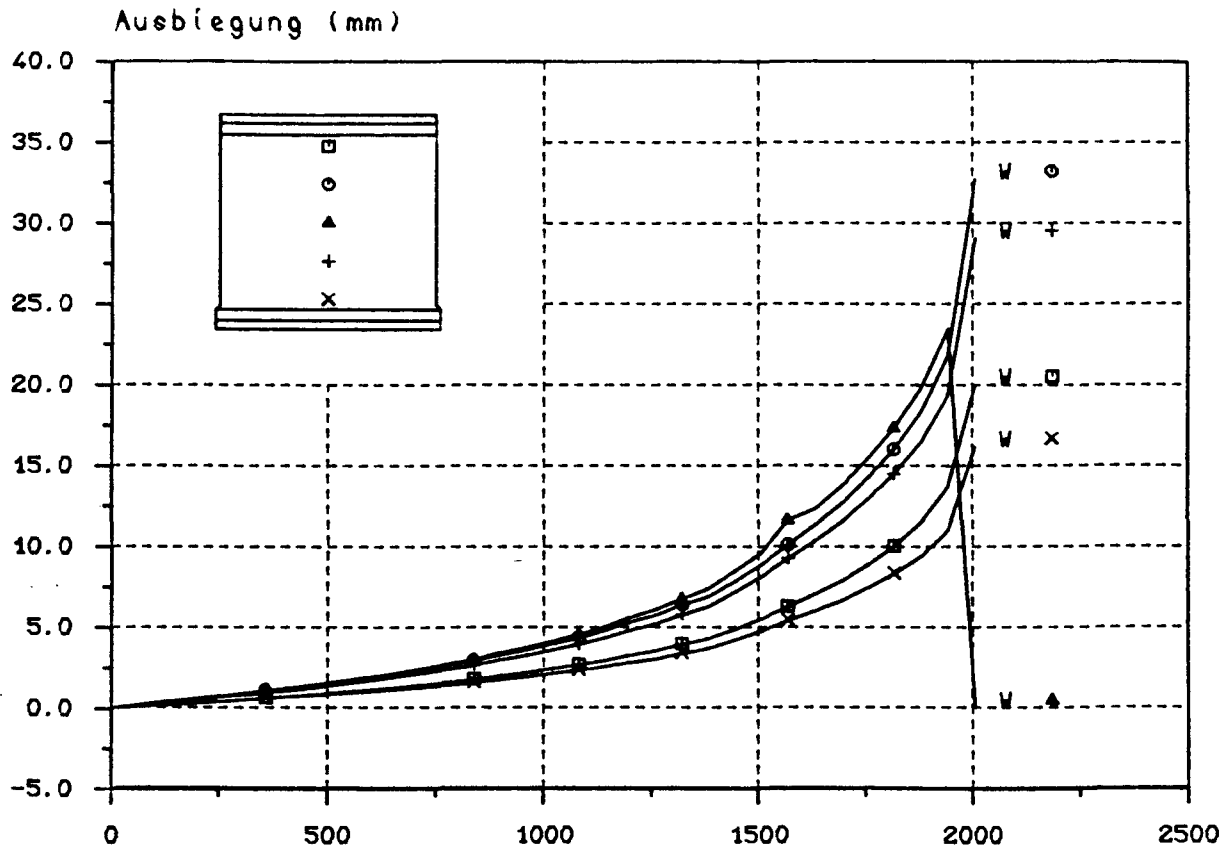


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 81

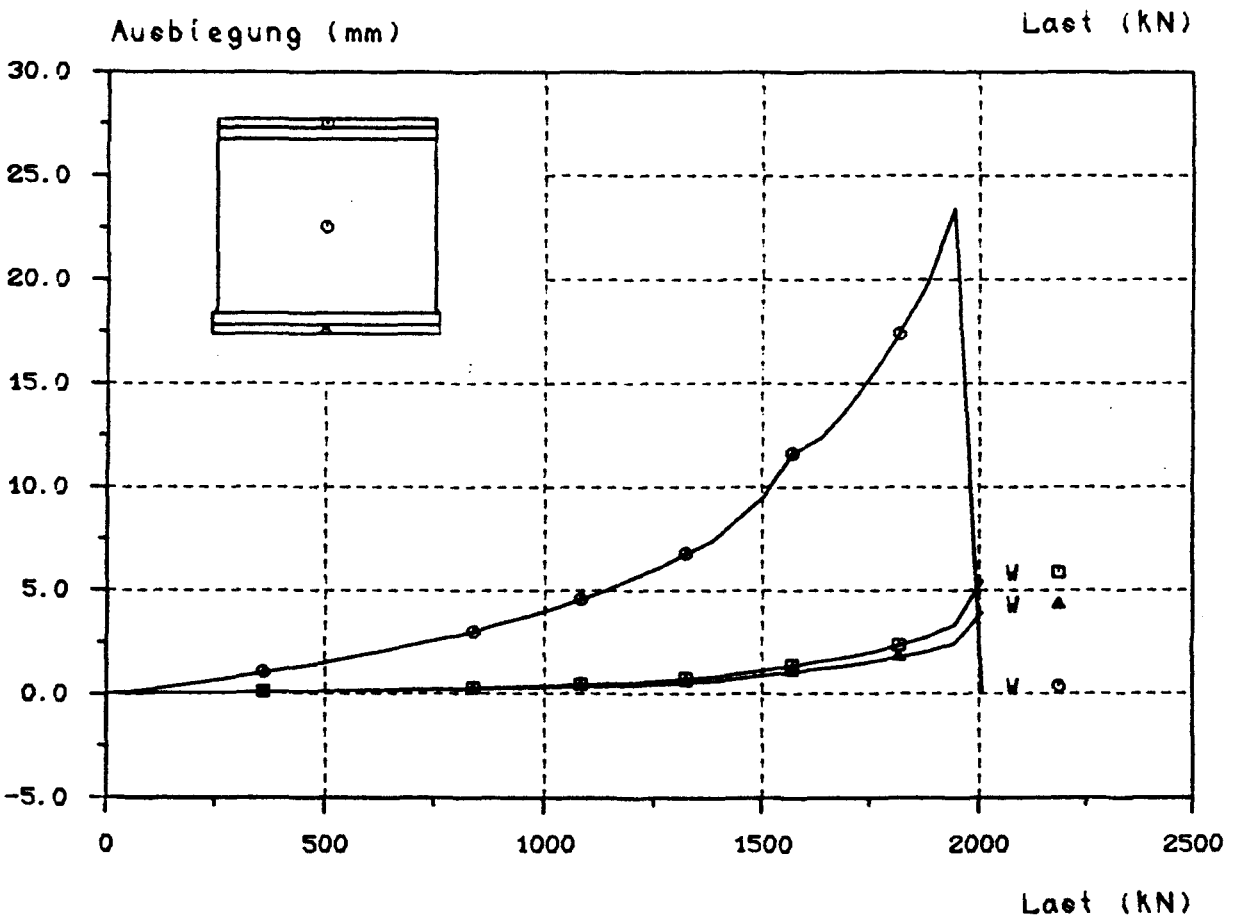
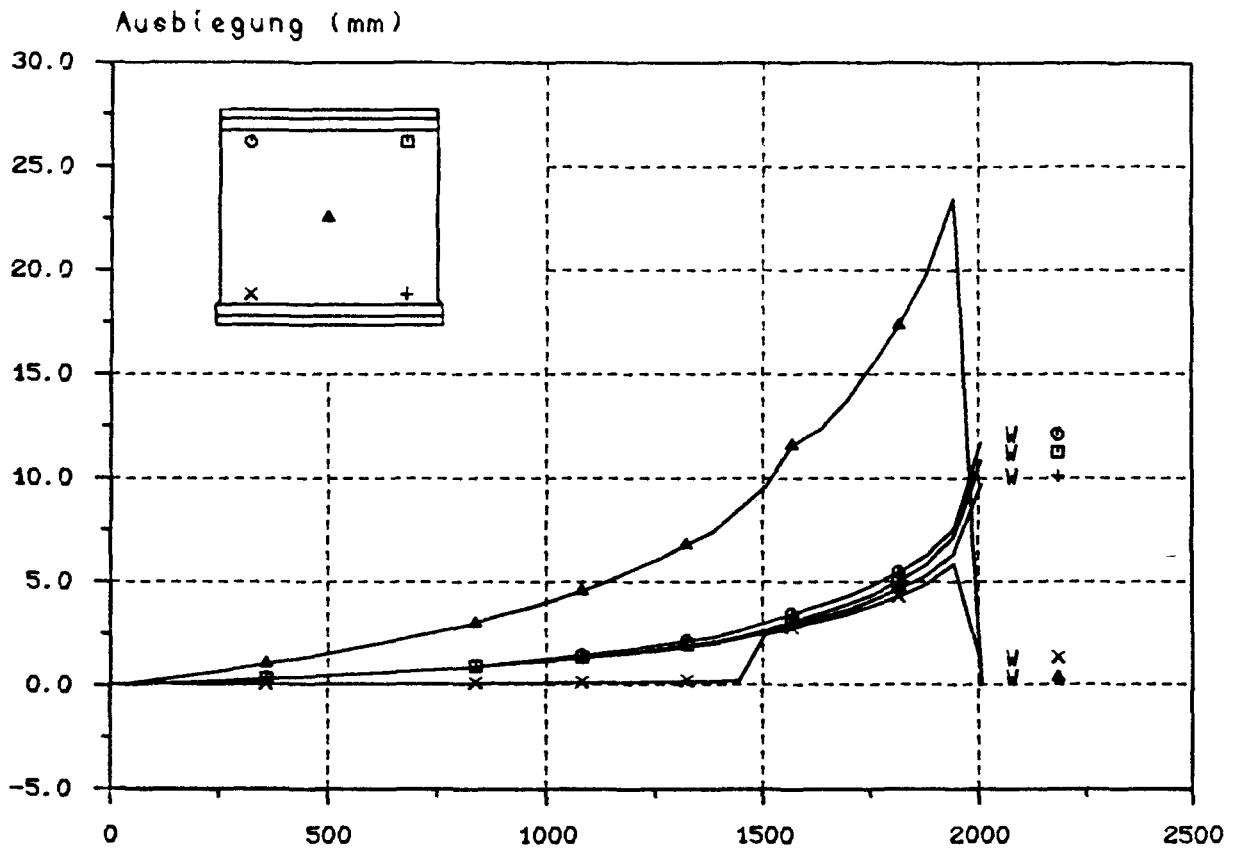
Versuchswand W 4



Ausbiegungs - Last - Diagramm

B I L D A 82

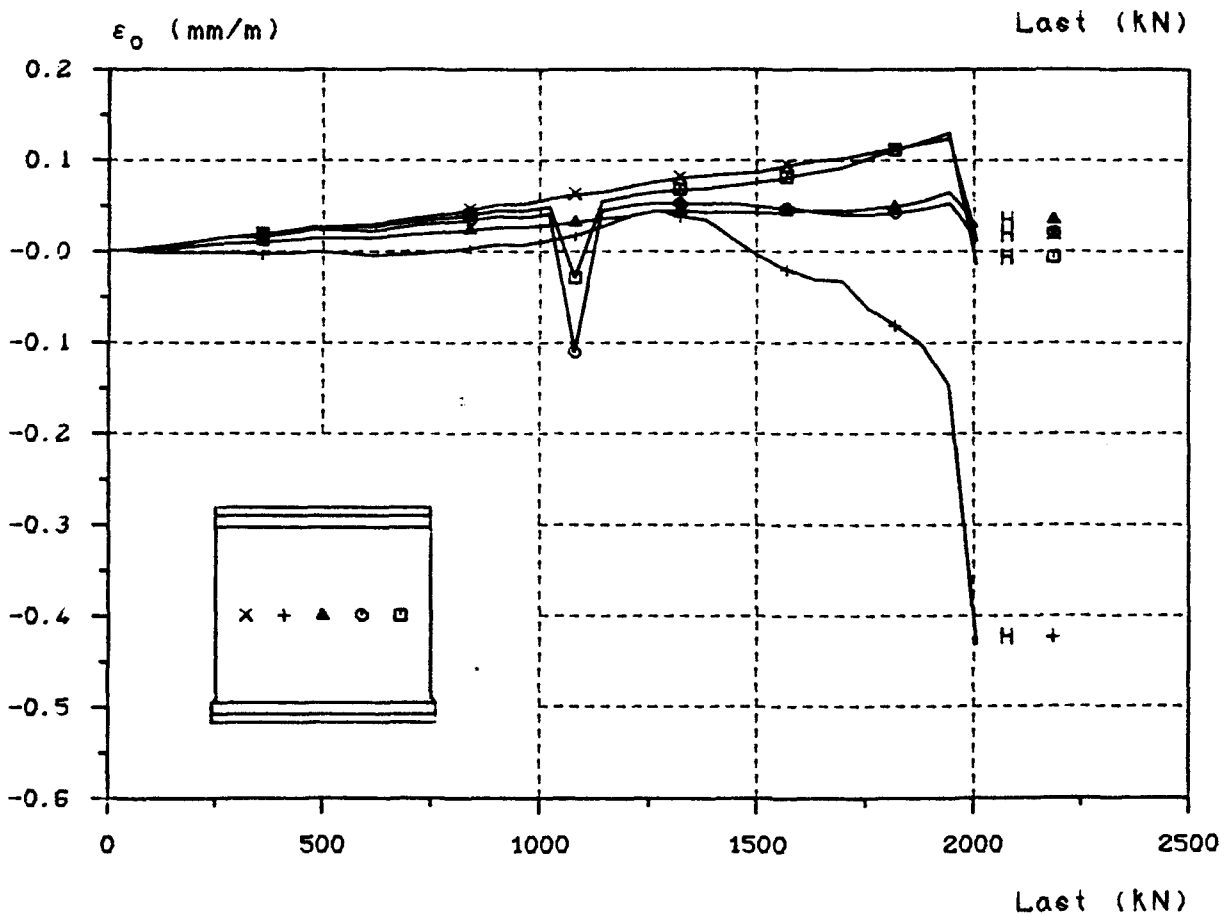
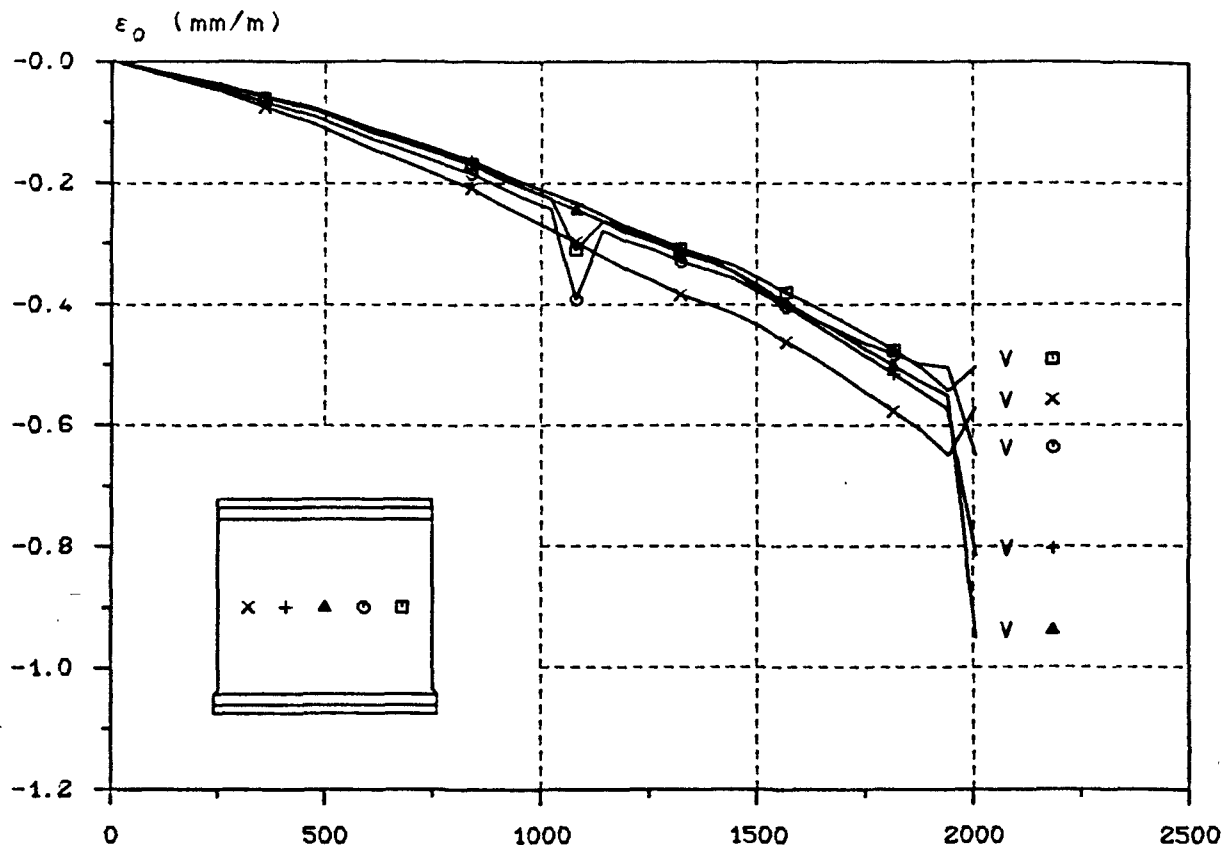
Versuchswand W 4



### Ausbiegungs-Last-Diagramm

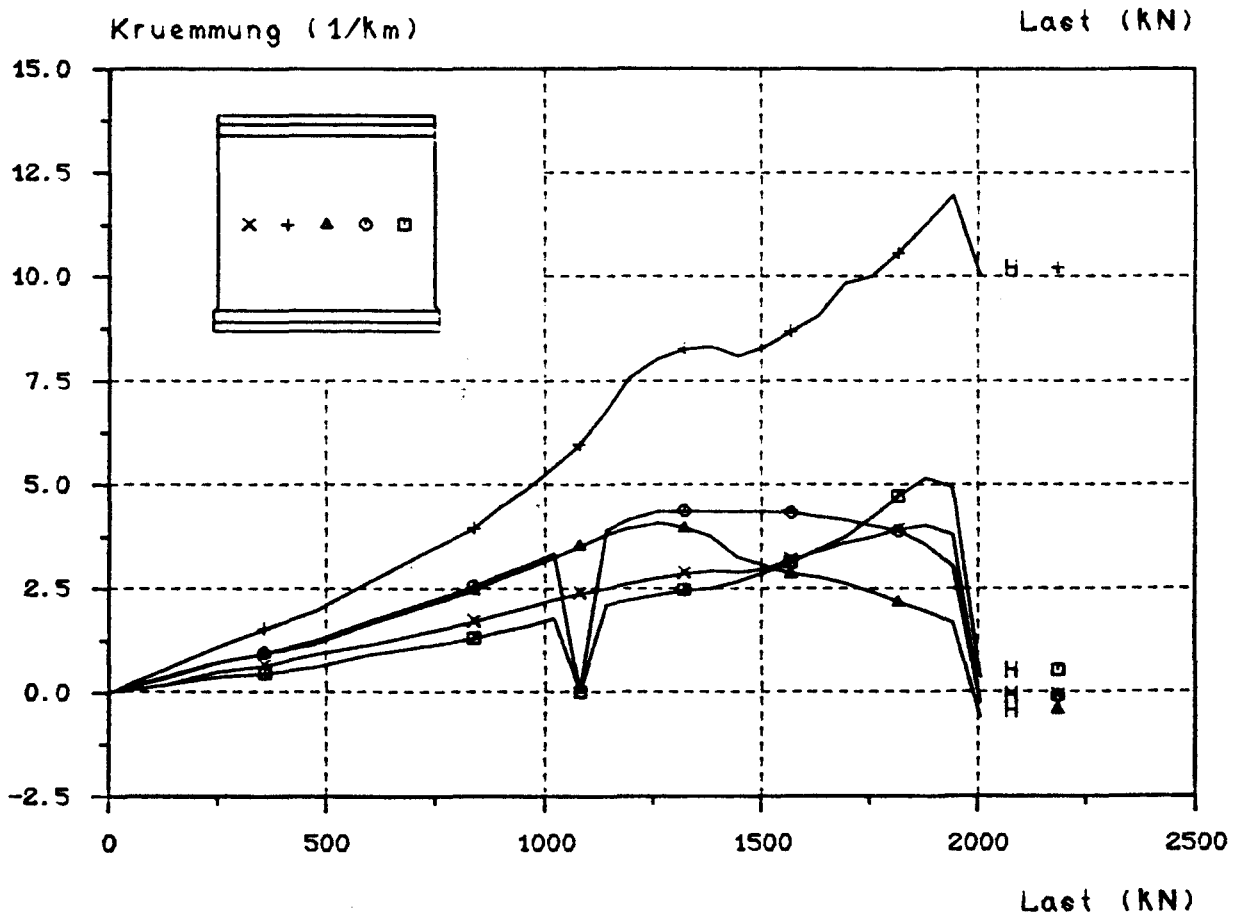
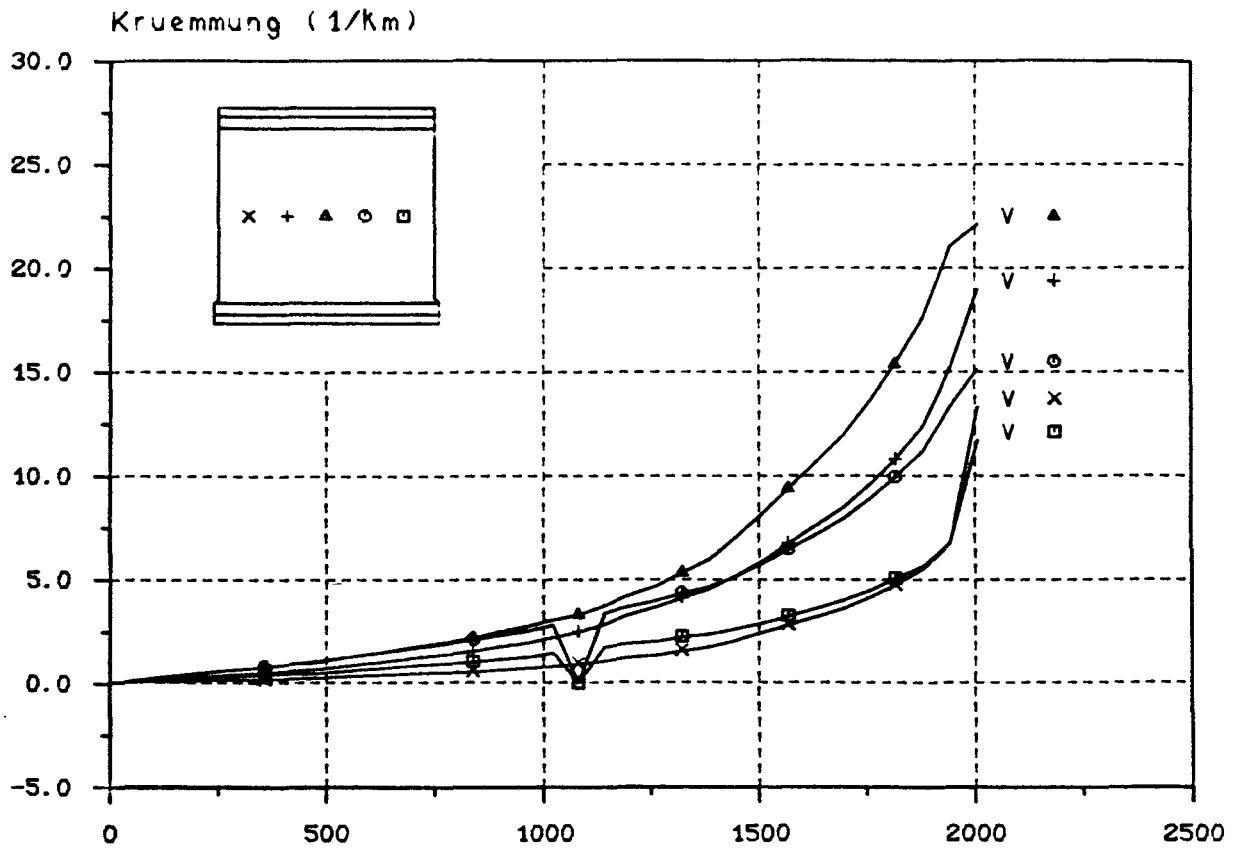
**B I L D A 83**

## Versuchswand W 4



### Mittlere Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal





V e r s u c h s w a n d   W 5

4-seitig gelagert

d            = 113,9 mm

$e_k/d$        = 0,19

B e t o n

Alter       = 36 Tage

$\beta_{WVD}$        = 30,5    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_P$            = 27,0    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$          = 3,49    N/mm<sup>2</sup>

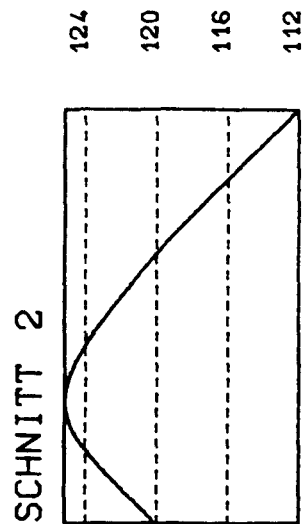
E-Modul = 22,1   kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

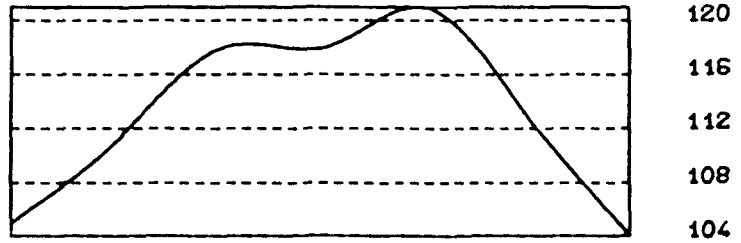
unbewehrt

E r g e b n i s

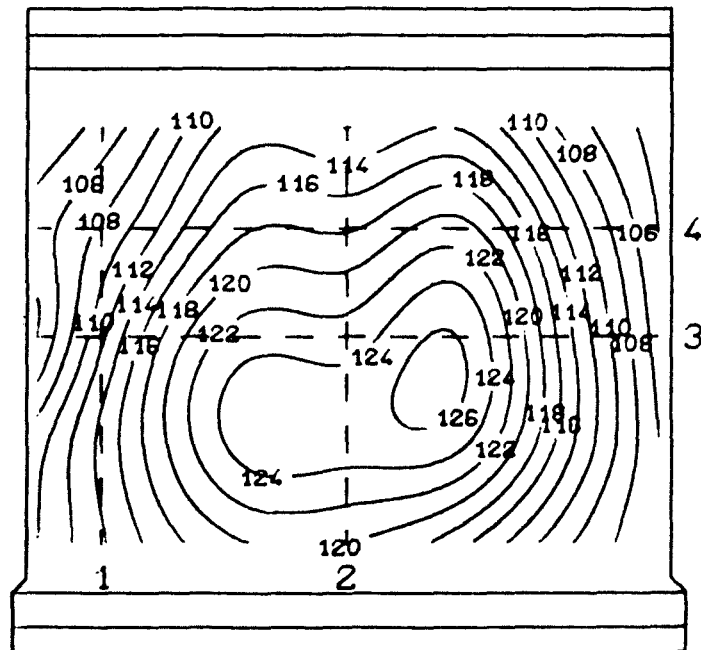
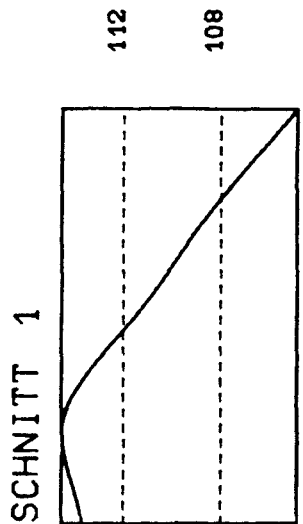
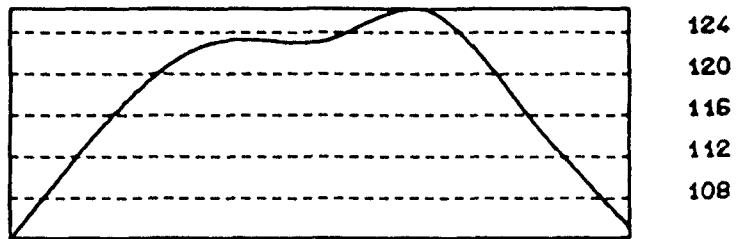
tot  $F_u$     = 3,400 MN



SCHNITT 4

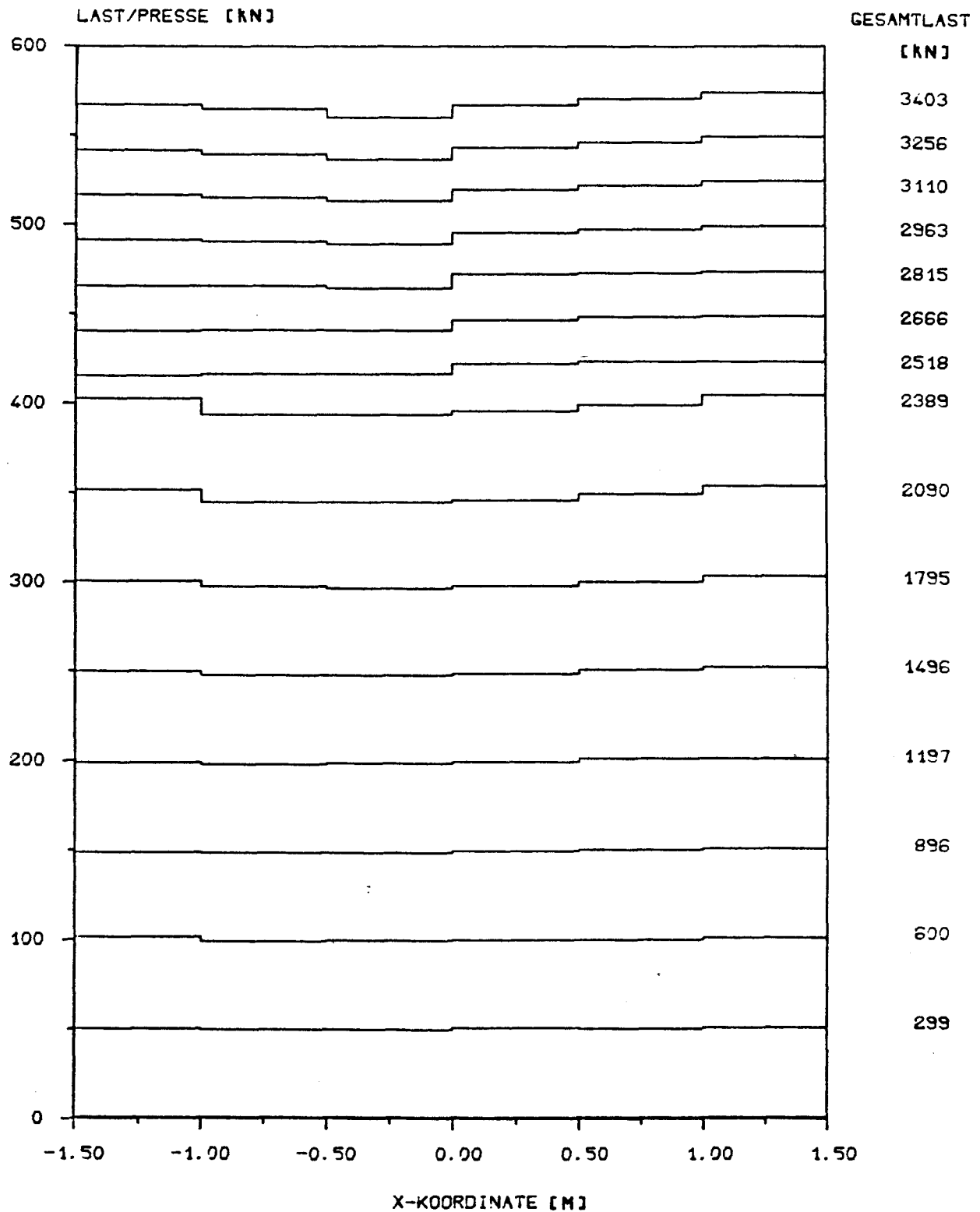


SCHNITT 3



Linien gleicher W a n d d i c k e n

W a n d t o p o l o g i e



Pressendruckverteilung

B I L D A 87

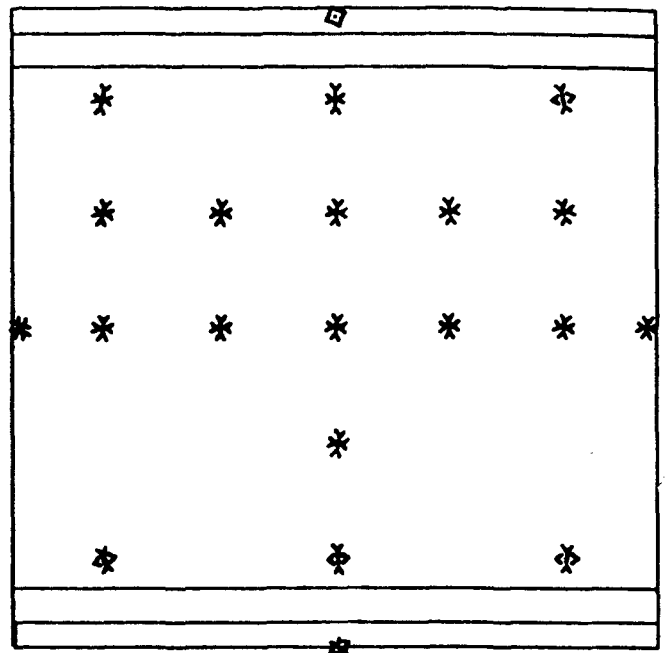
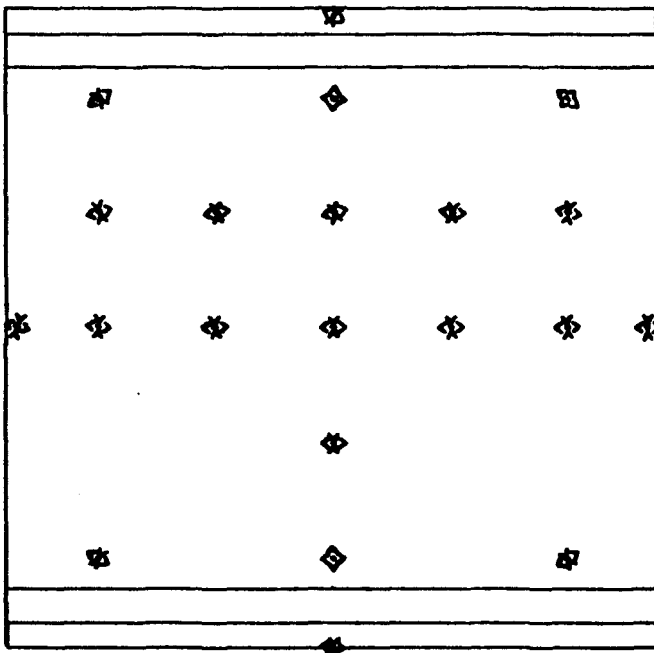
Versuchswand W 5

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

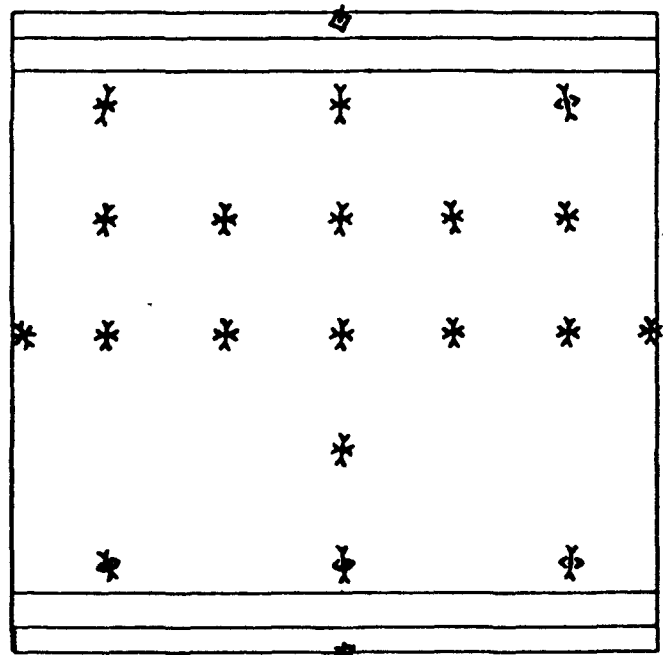
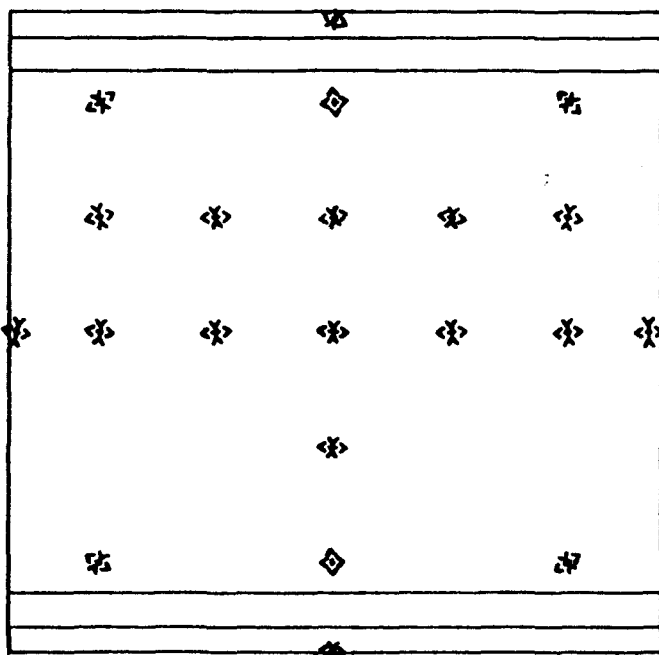
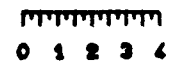
Zugseite

Last = 896 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1496 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   88

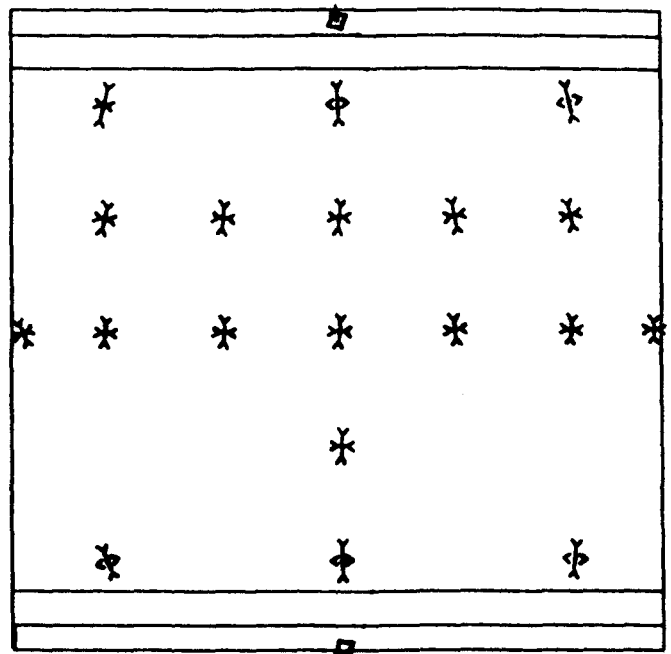
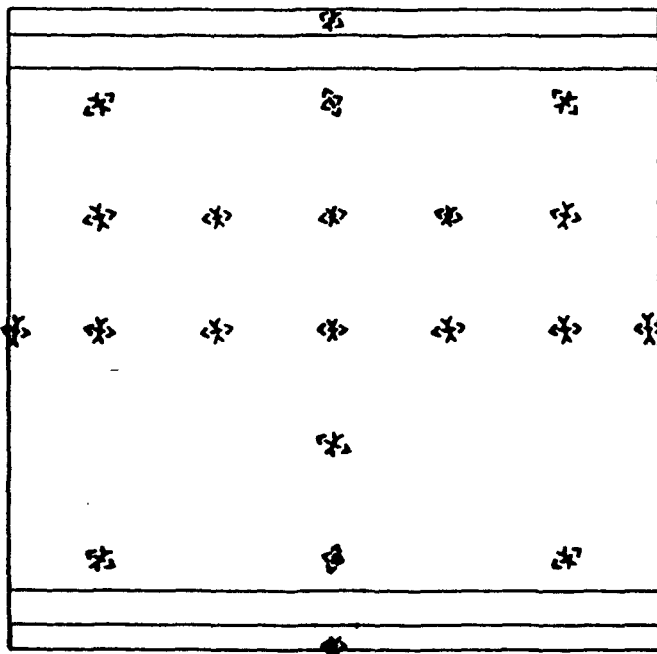
Versuchswand W 5

A n s i c h t d e r D r u c k s e i t e

Zugseite

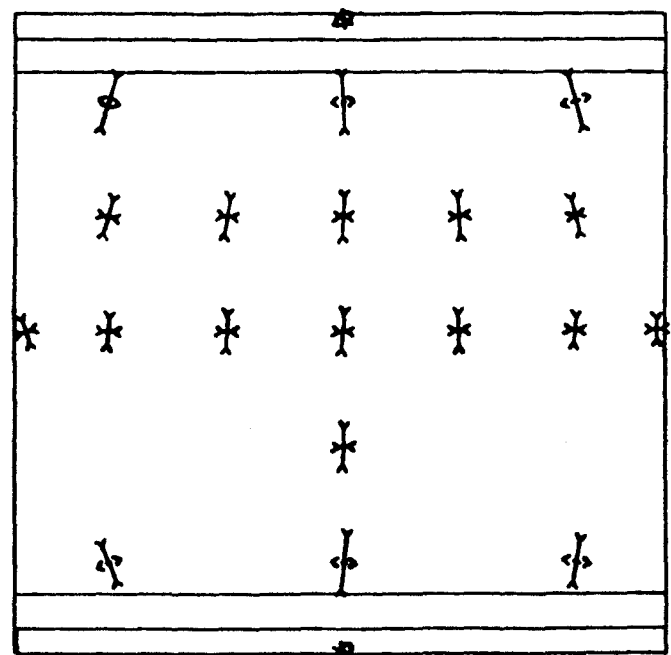
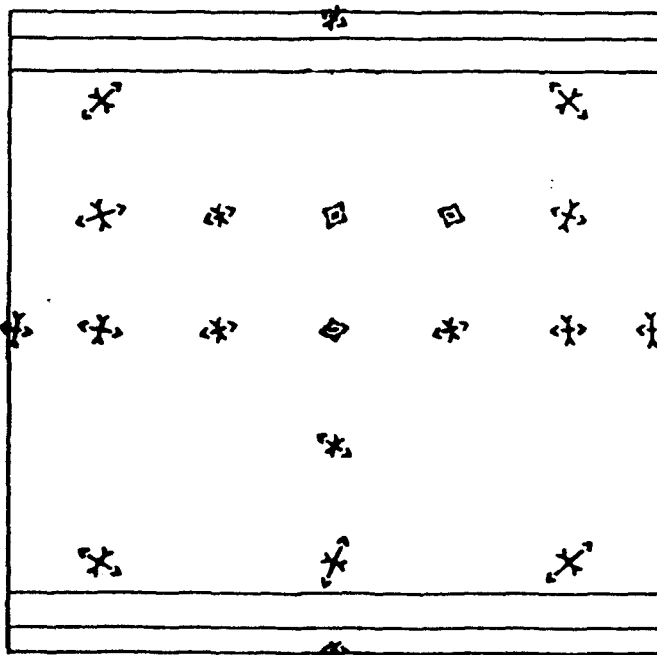
Last = 1795 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m

0 1 2 3 4



Zugseite

Last = 2518 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D A 89

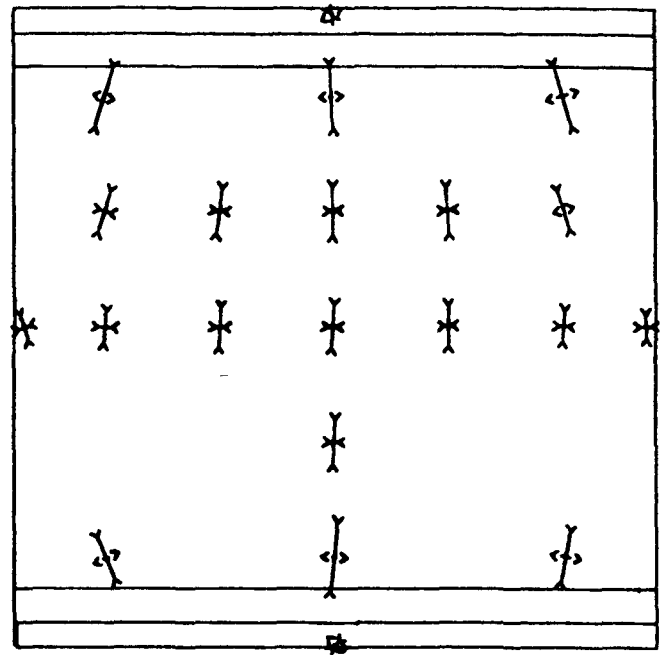
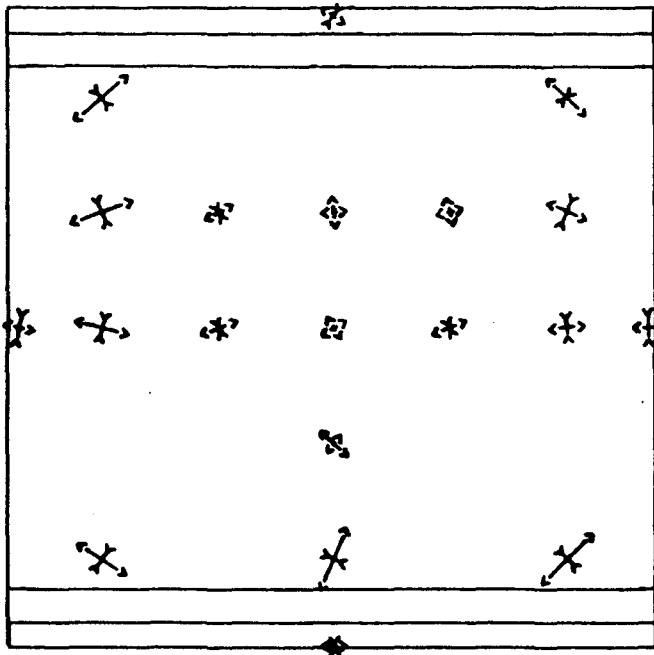
Versuchswand W 5

A n s i c h t d e r D r u c k s e i t e

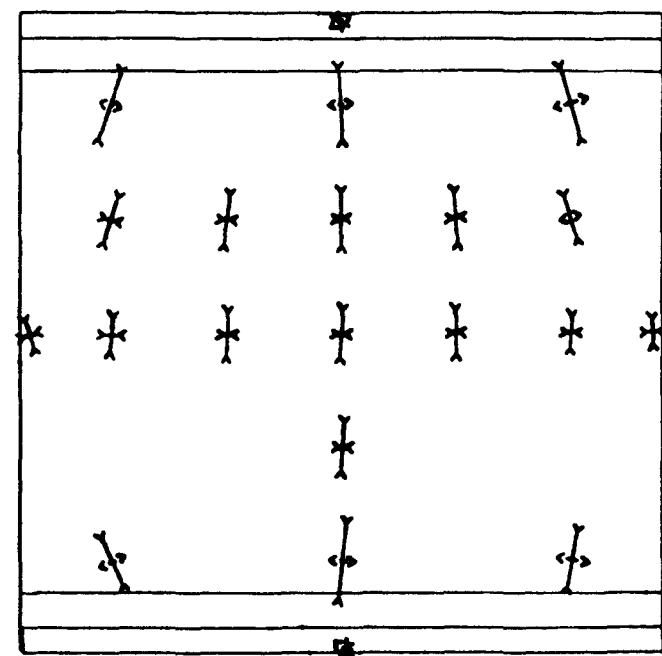
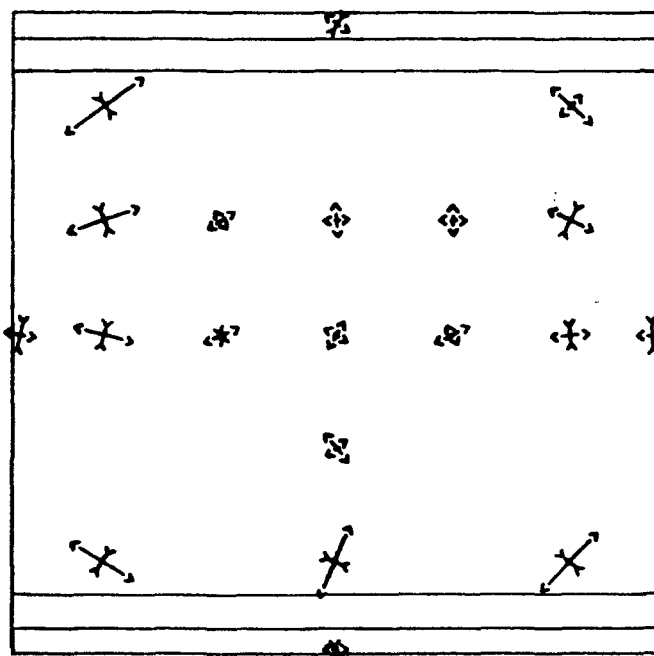
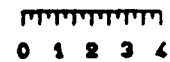
Zugseite

Last = 2815 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2963 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D A 90

Versuchswand W 5

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite Rißbild

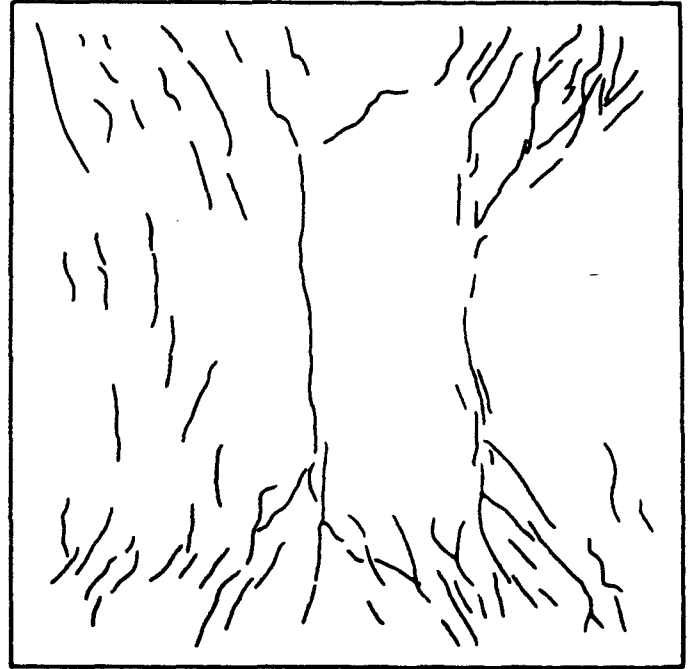
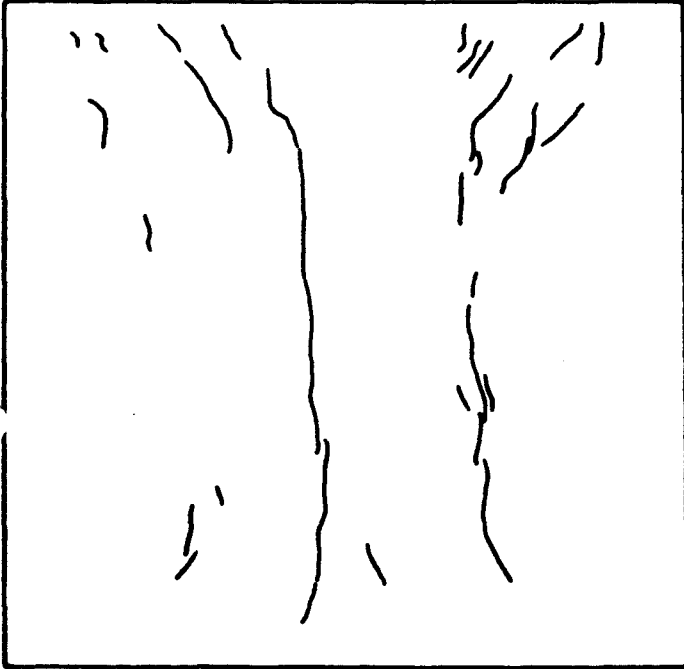
Zugseite Rißbild

Laststufe 11

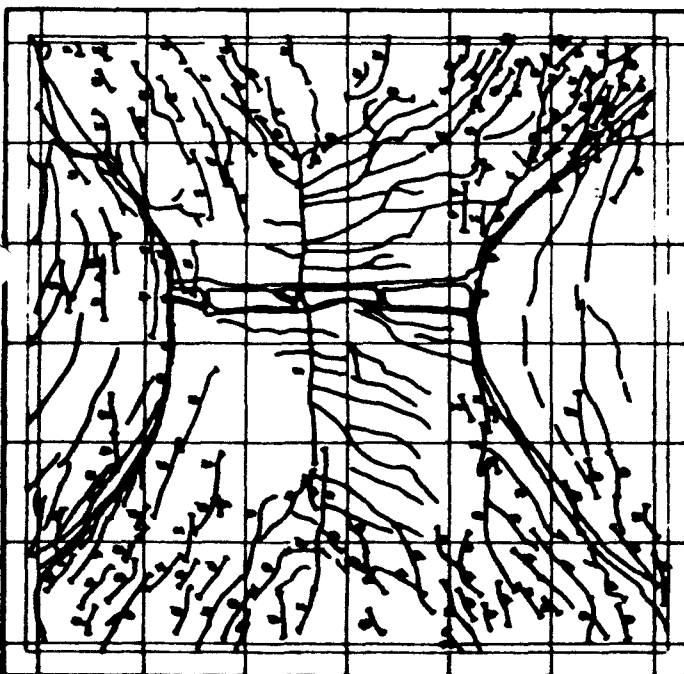
Laststufe 14

Last = 2108 kN

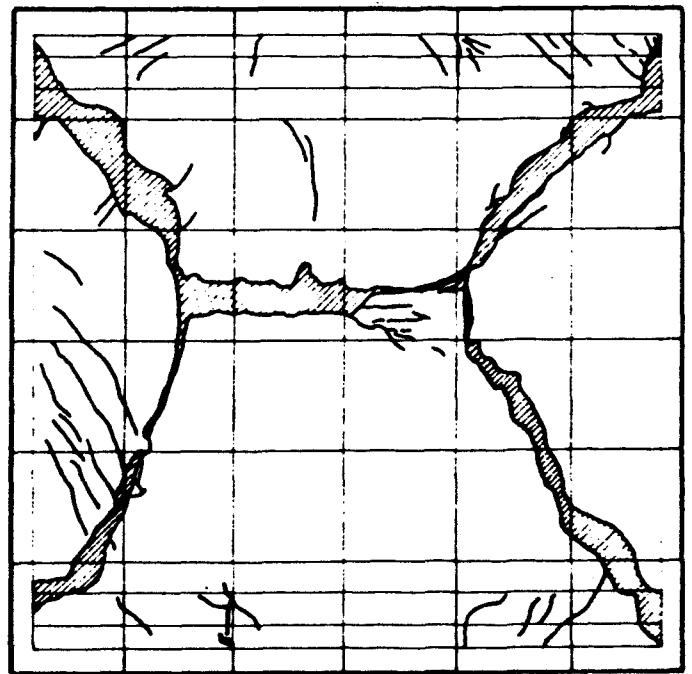
Last = 2695 kN



R i ß - u n d   B r u c h b i l d e r



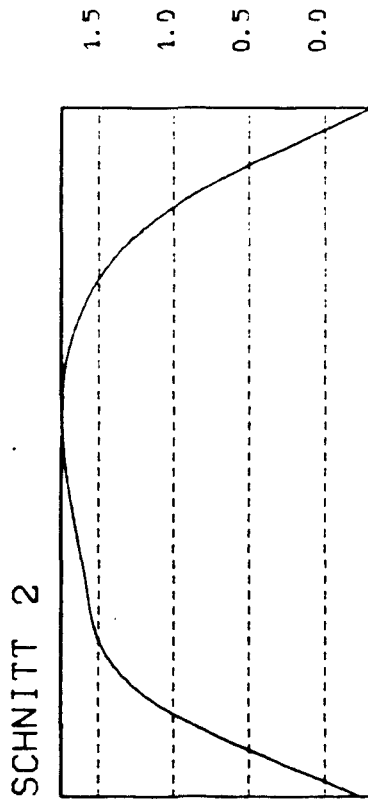
Zugseite Bruchbild



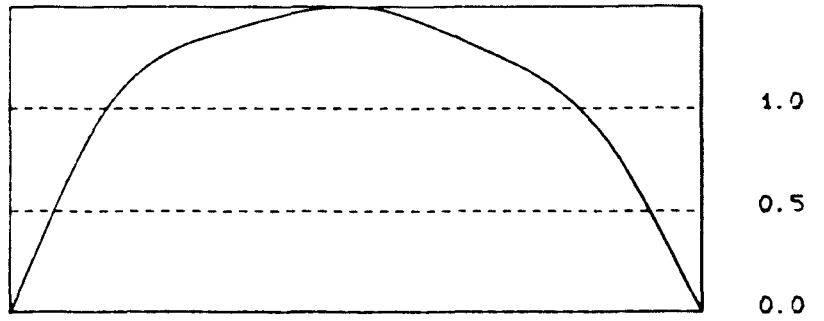
Druckseite Bruchbild

B I L D   A   91

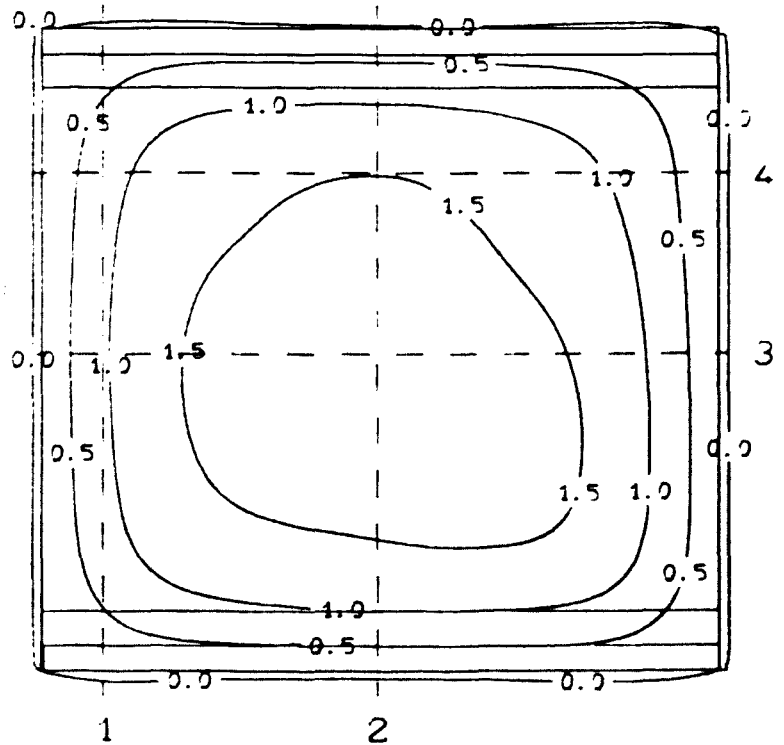
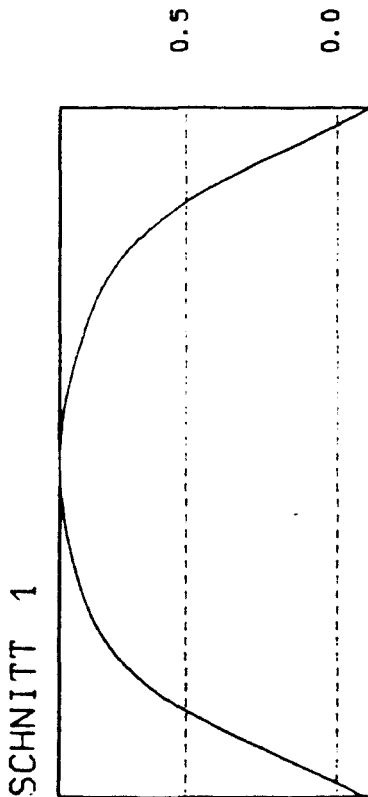
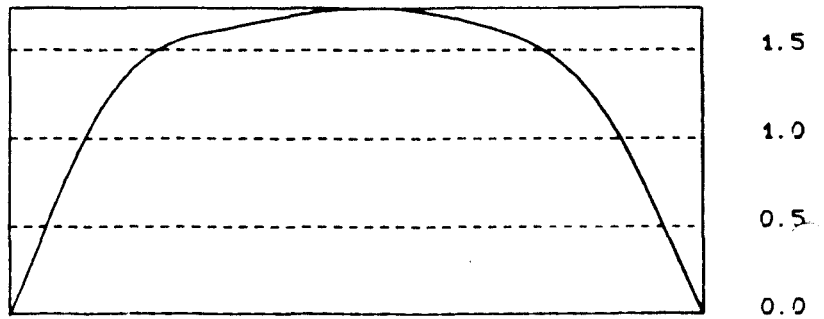
Versuchswand W 5



SCHNITT 4



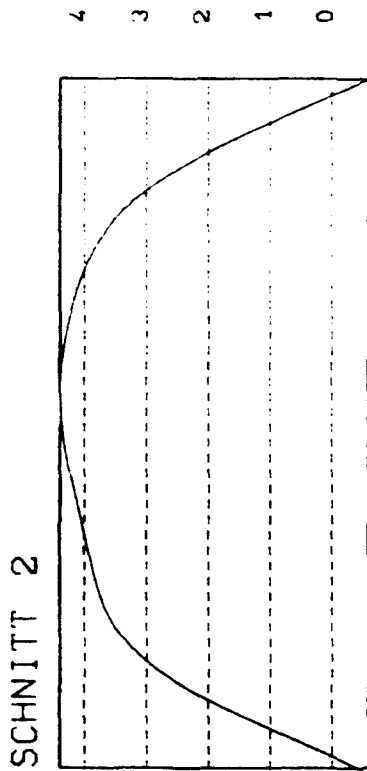
SCHNITT 3



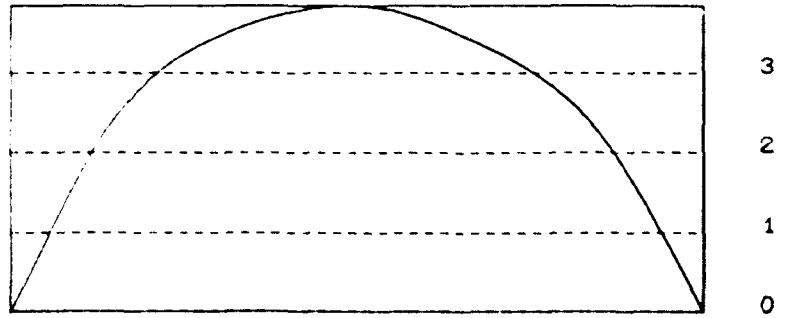
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 896 kN

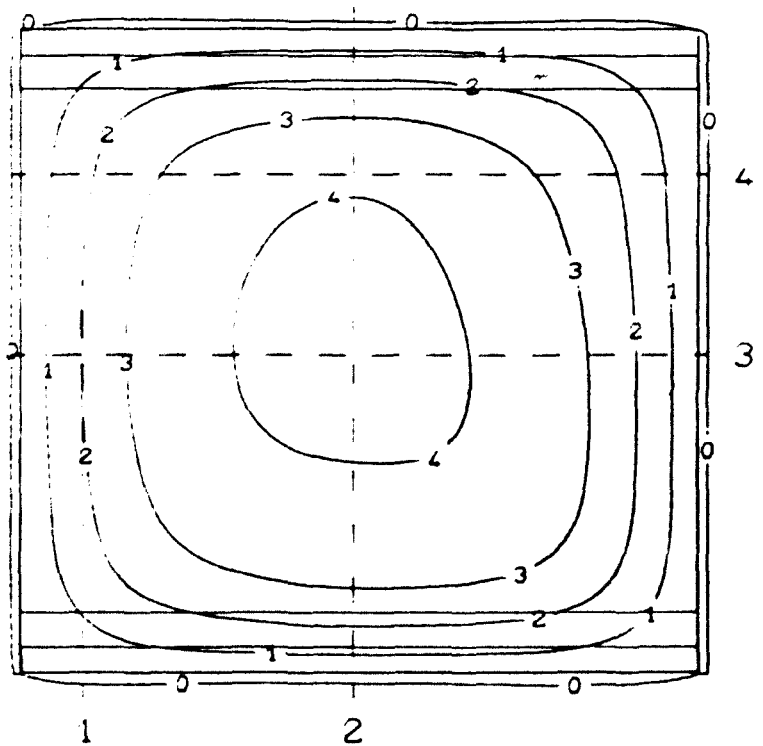
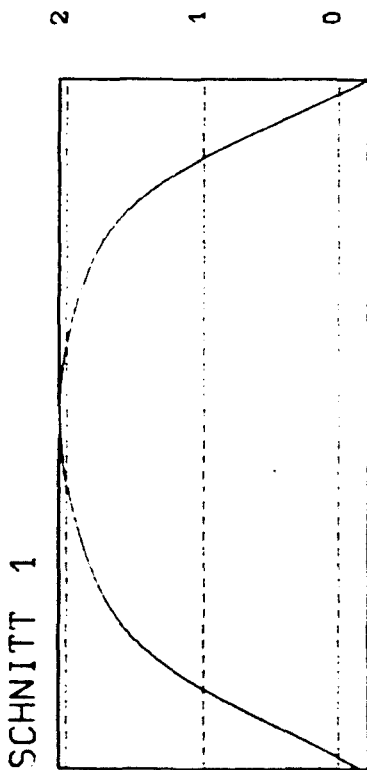
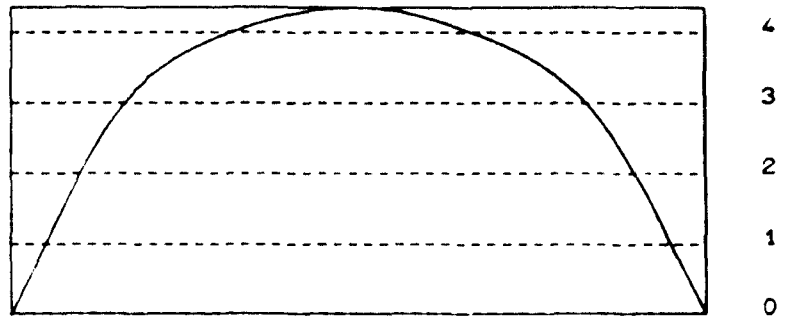




SCHNITT 4

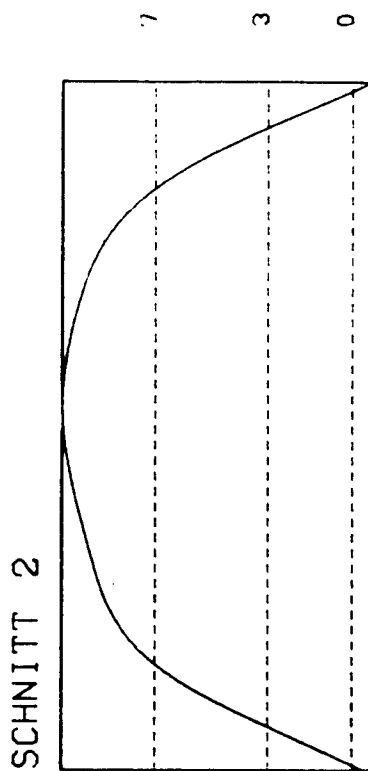


SCHNITT 3

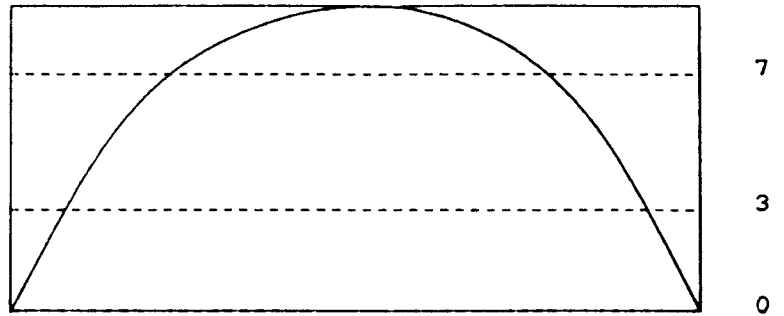


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

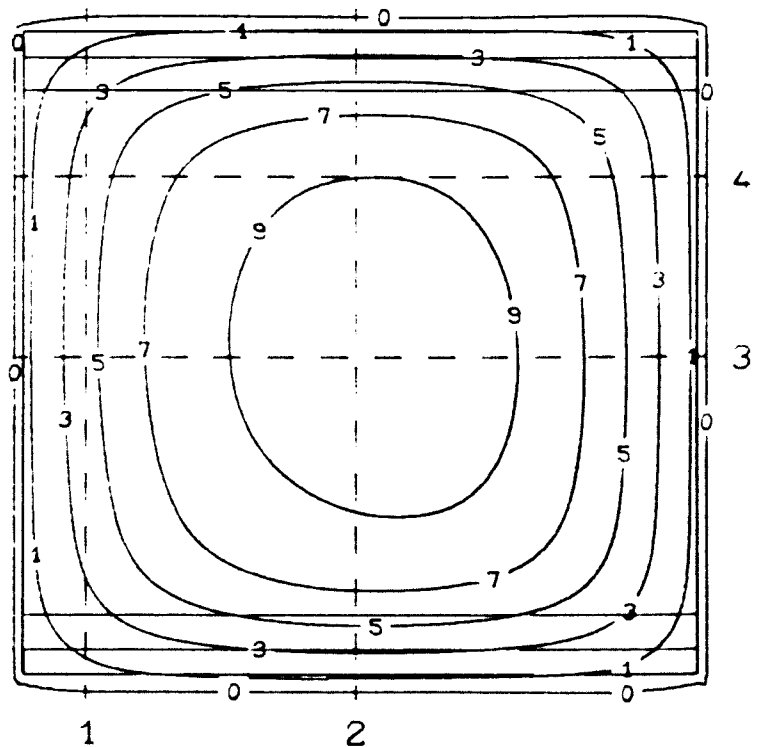
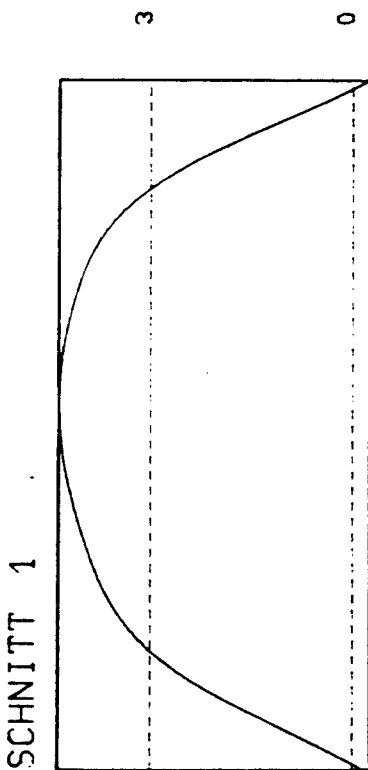
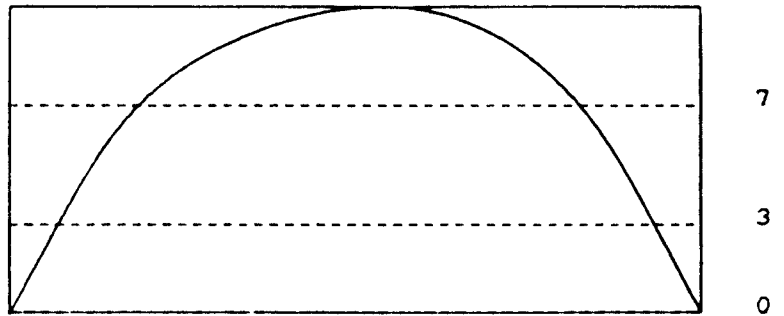
Last = 1795 kN



SCHNITT 4

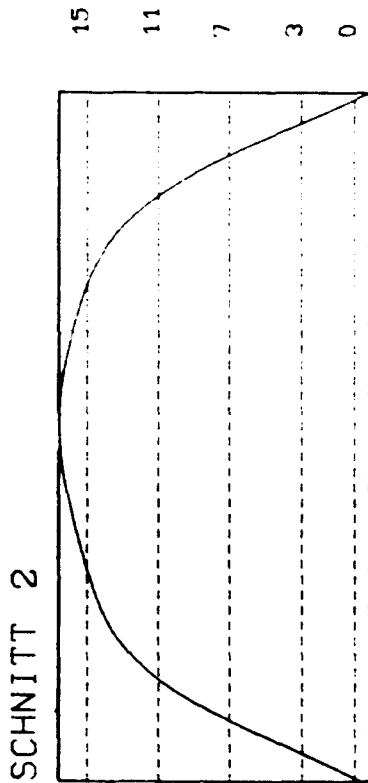


SCHNITT 3

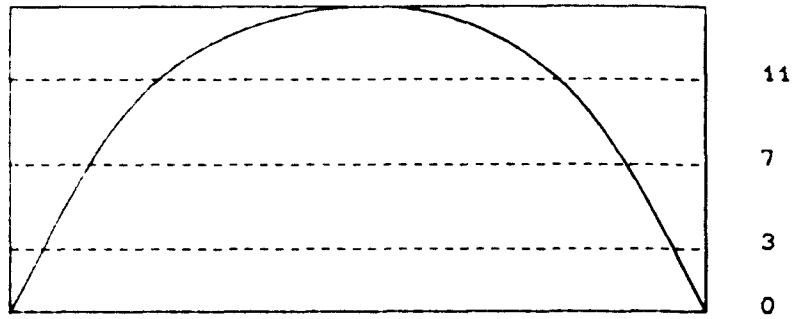


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

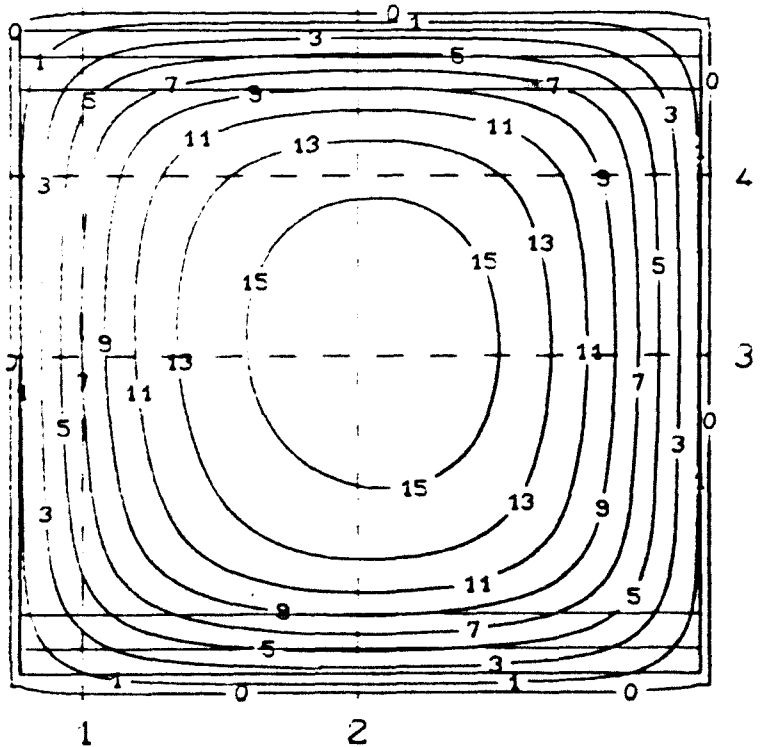
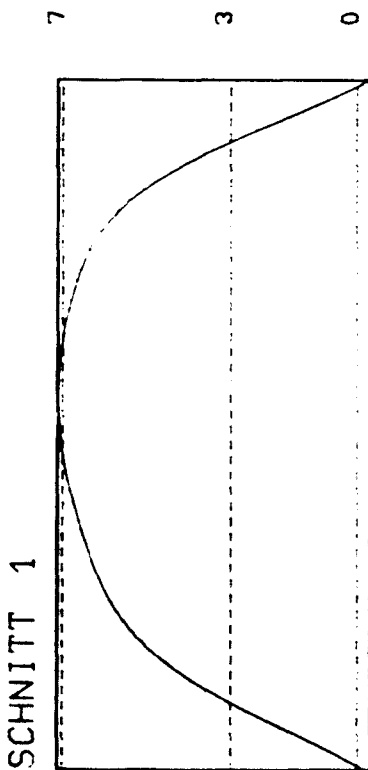
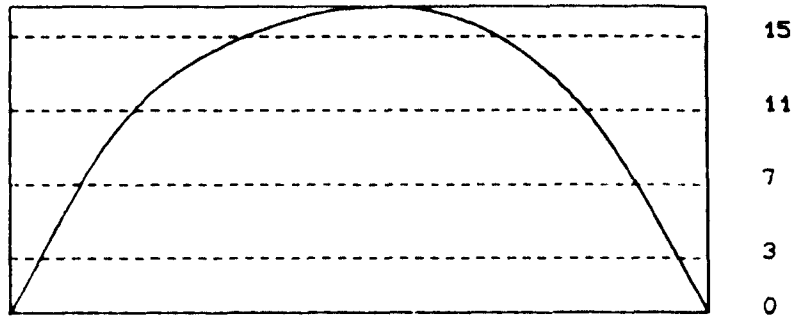
Last = 2518 kN



SCHNITT 4

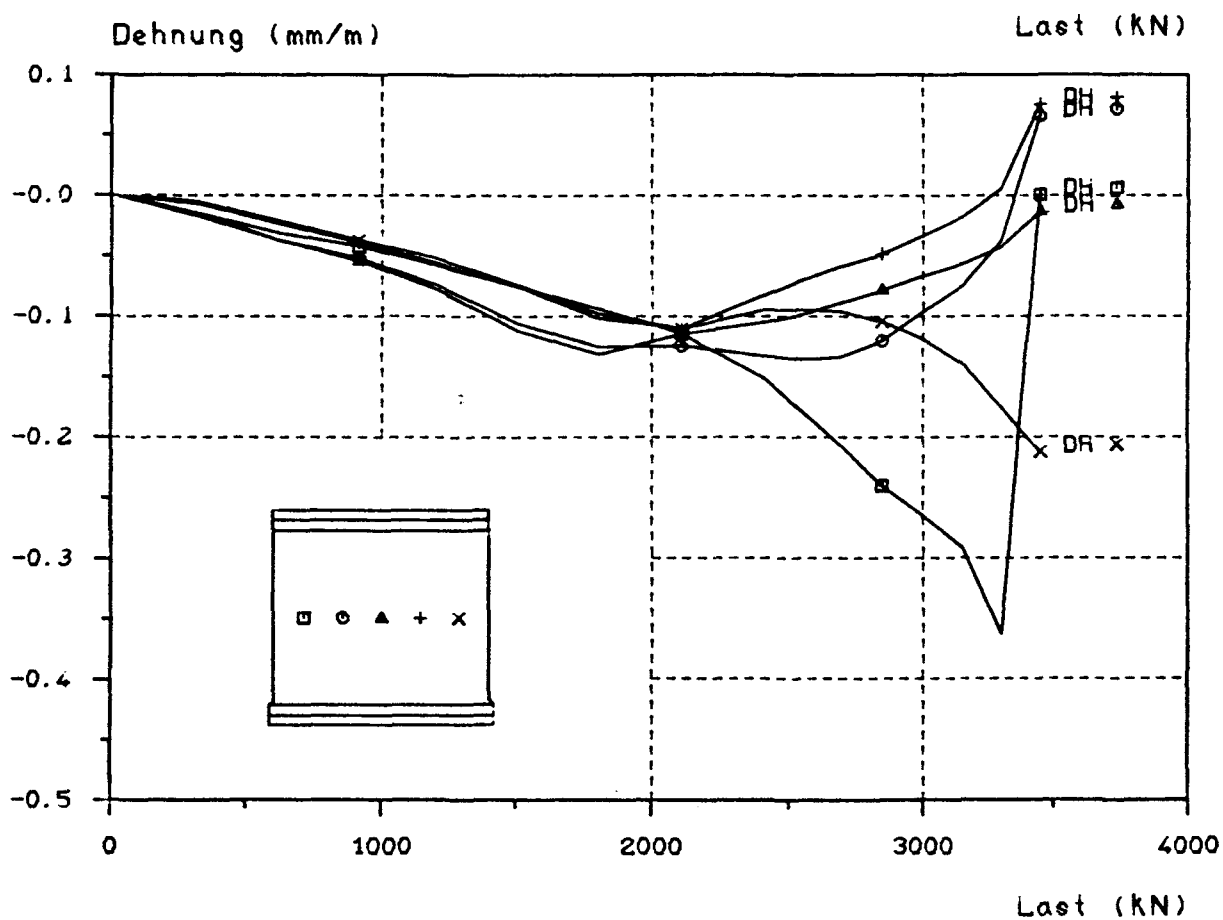
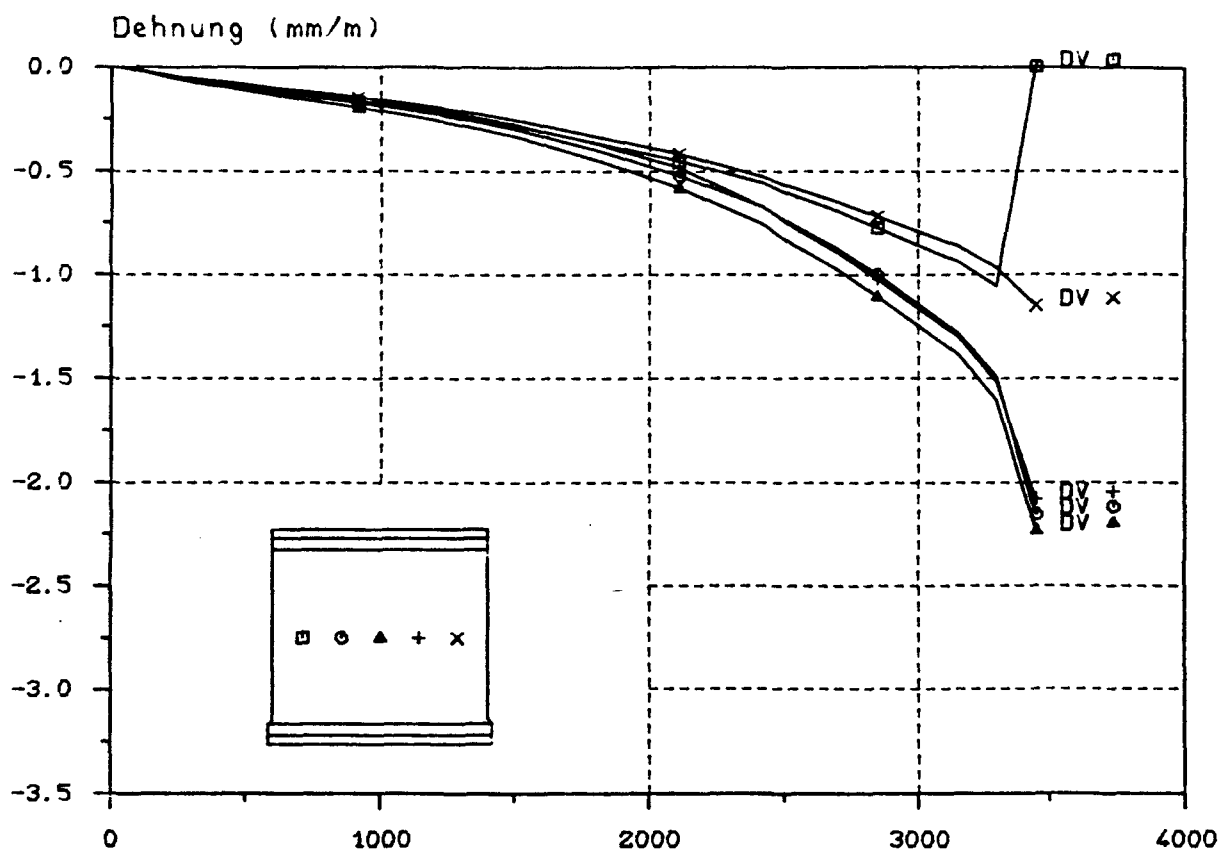


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2963 kN

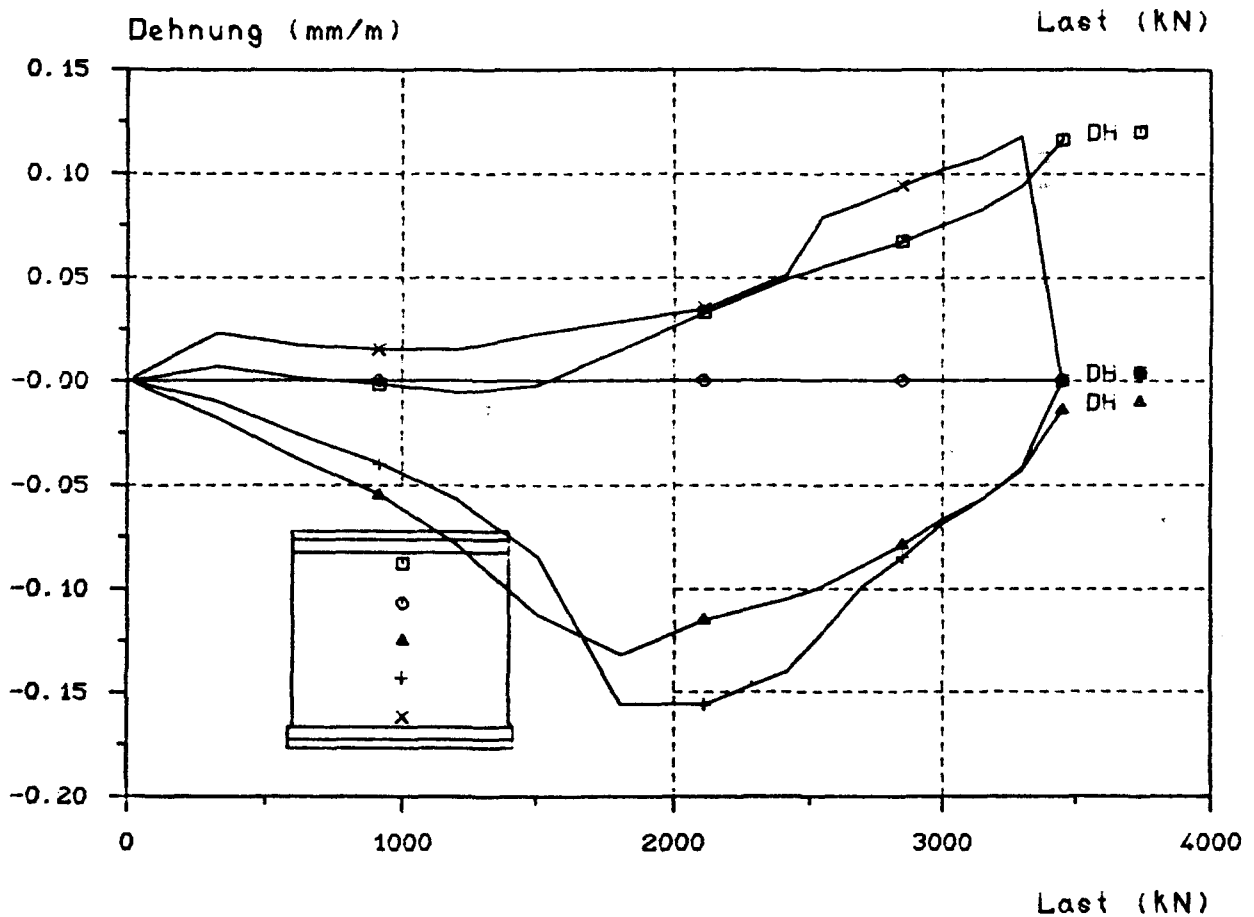
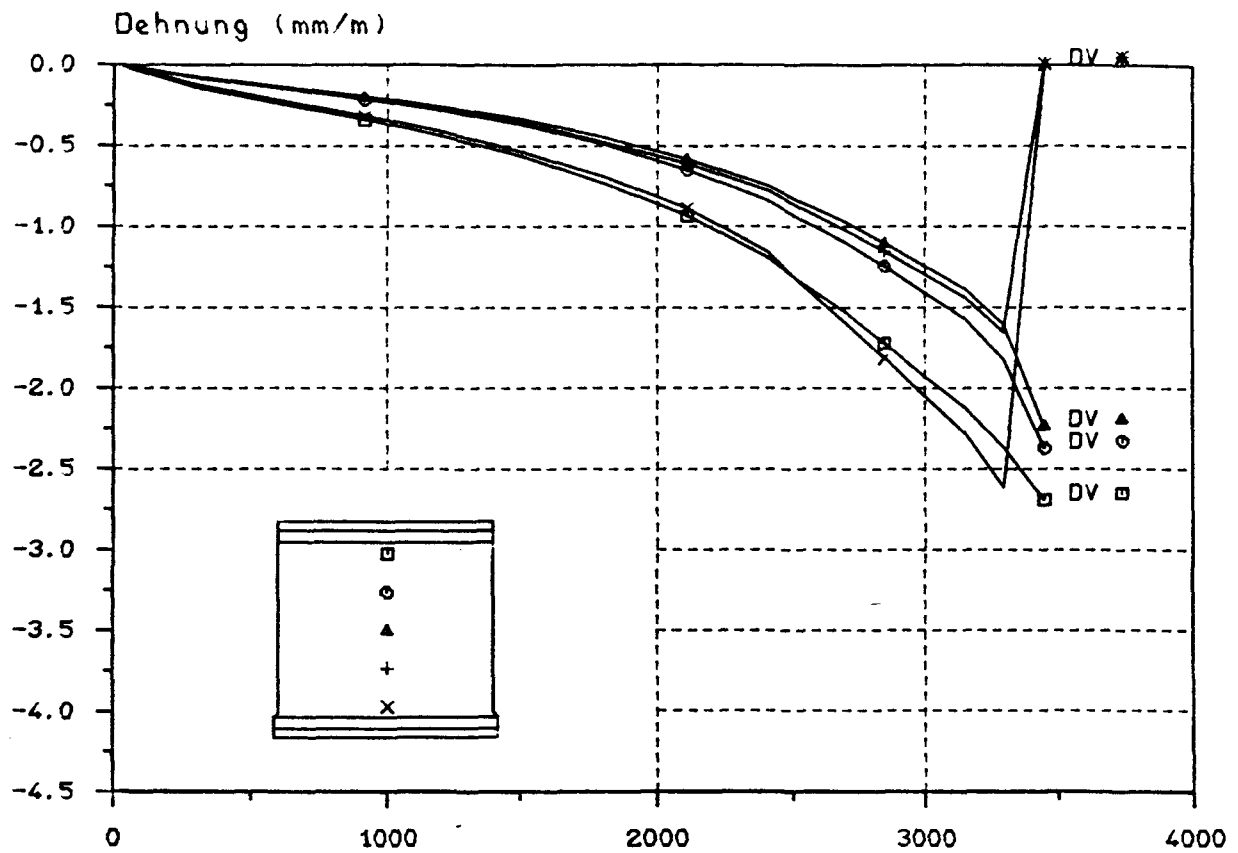


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

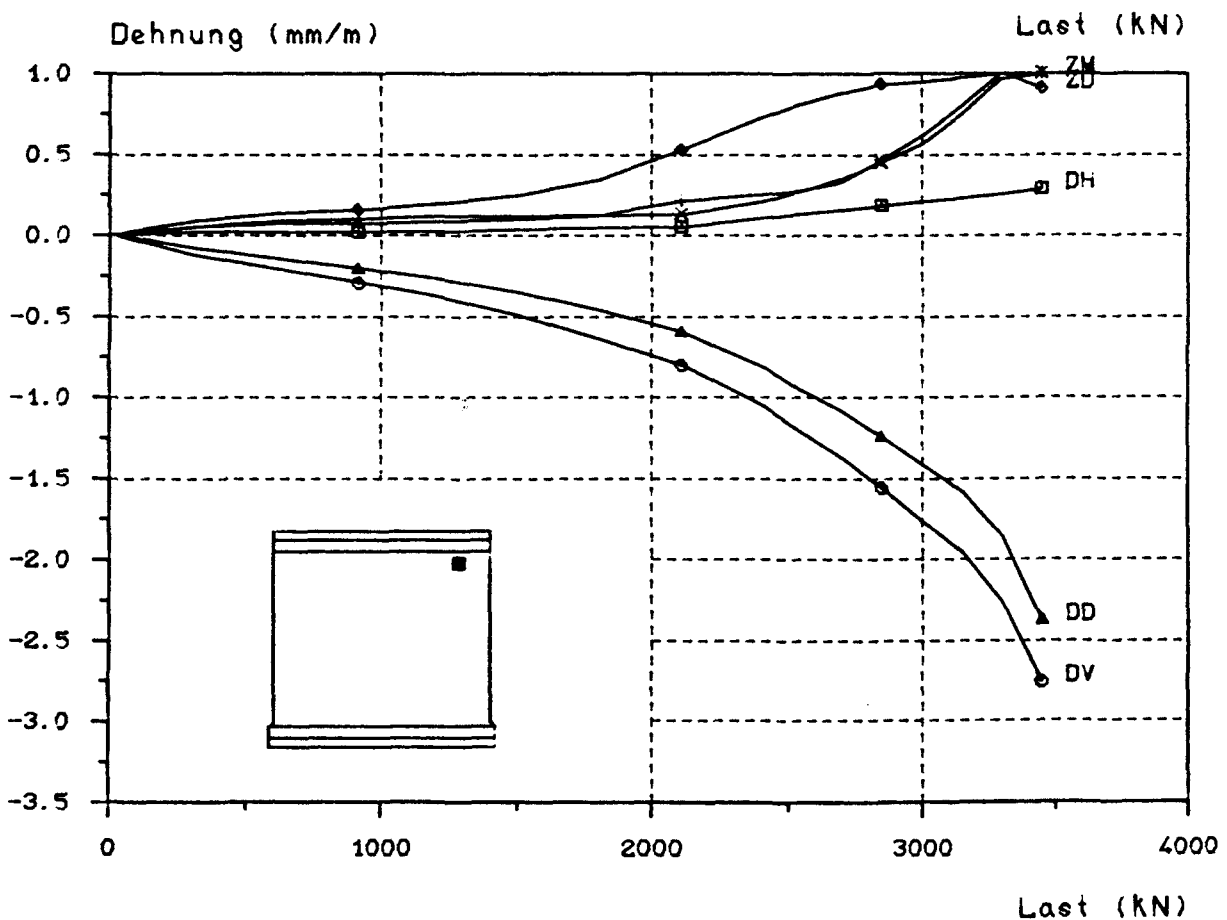
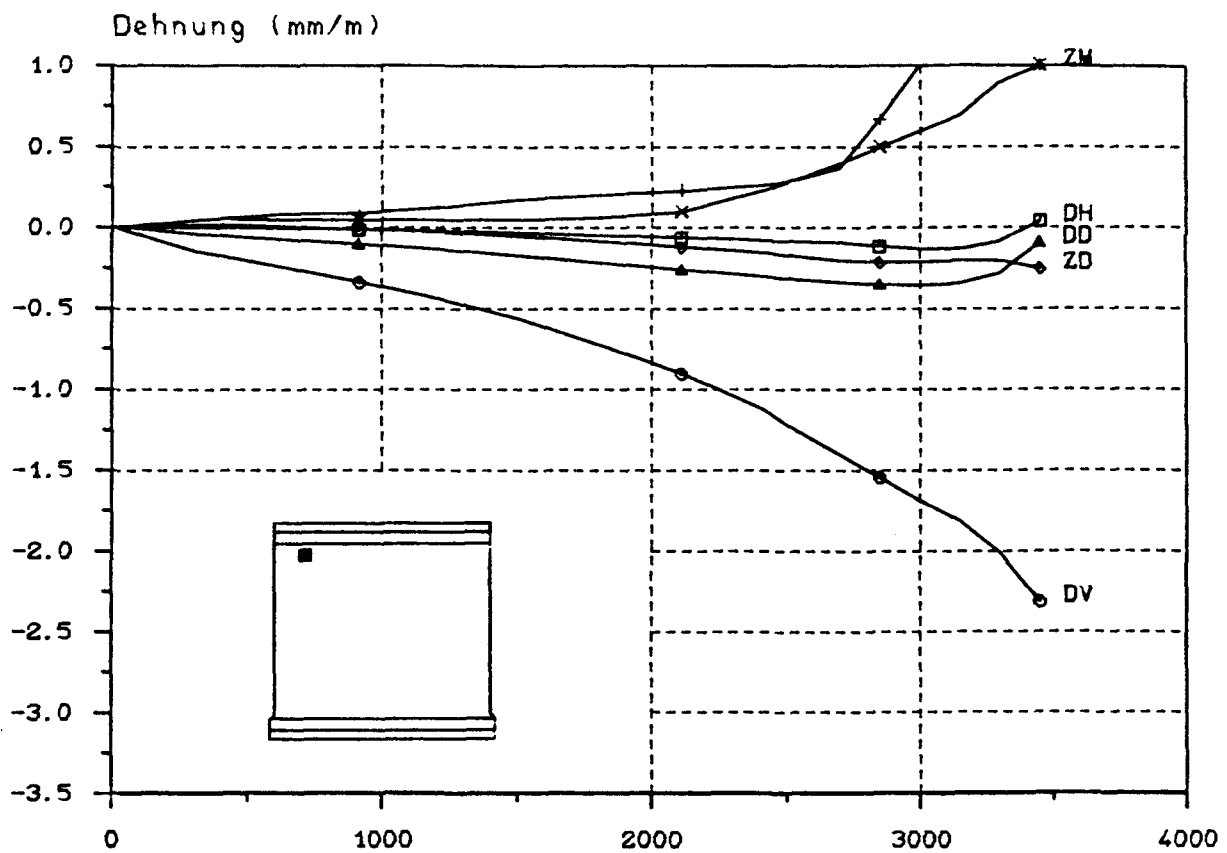
B I L D A 96

Versuchswand W 5



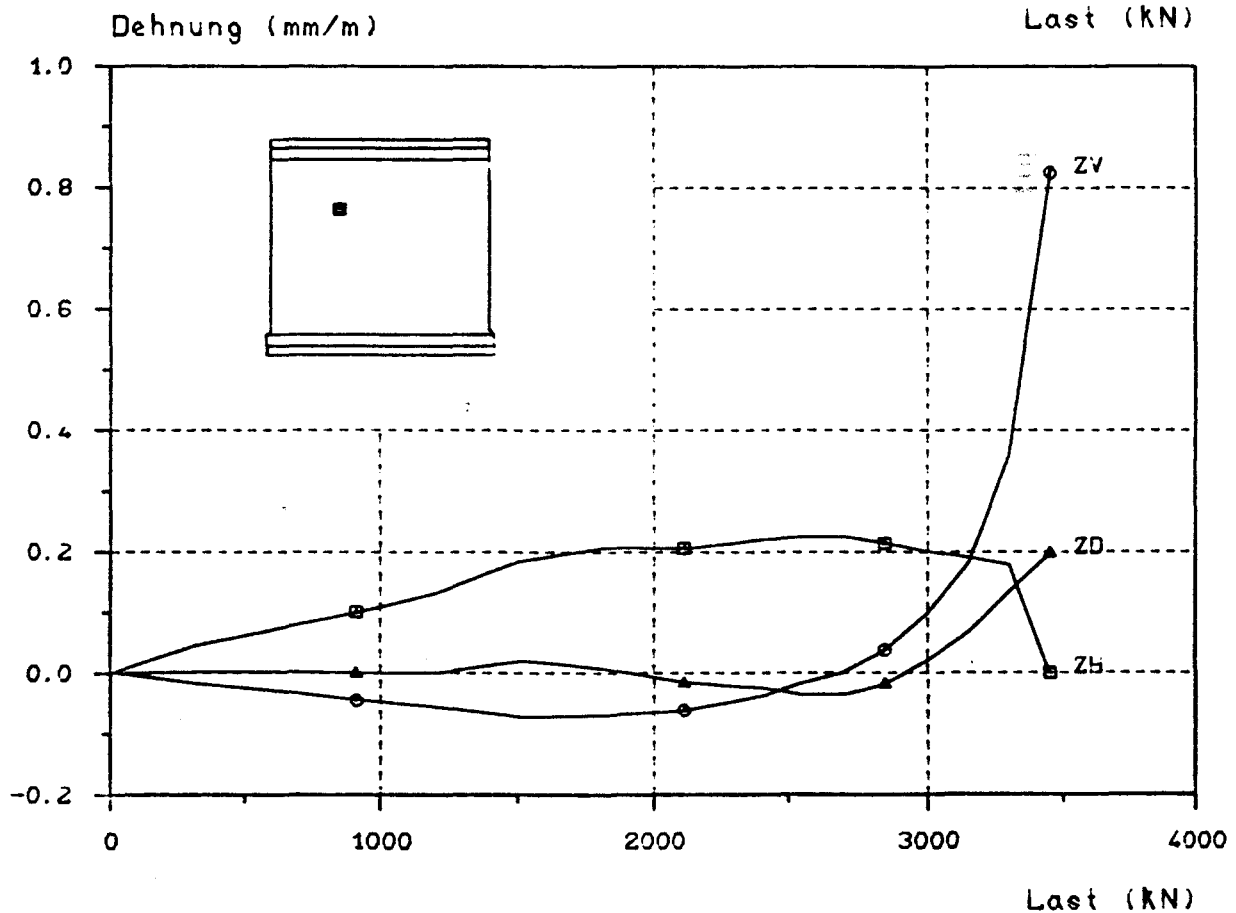
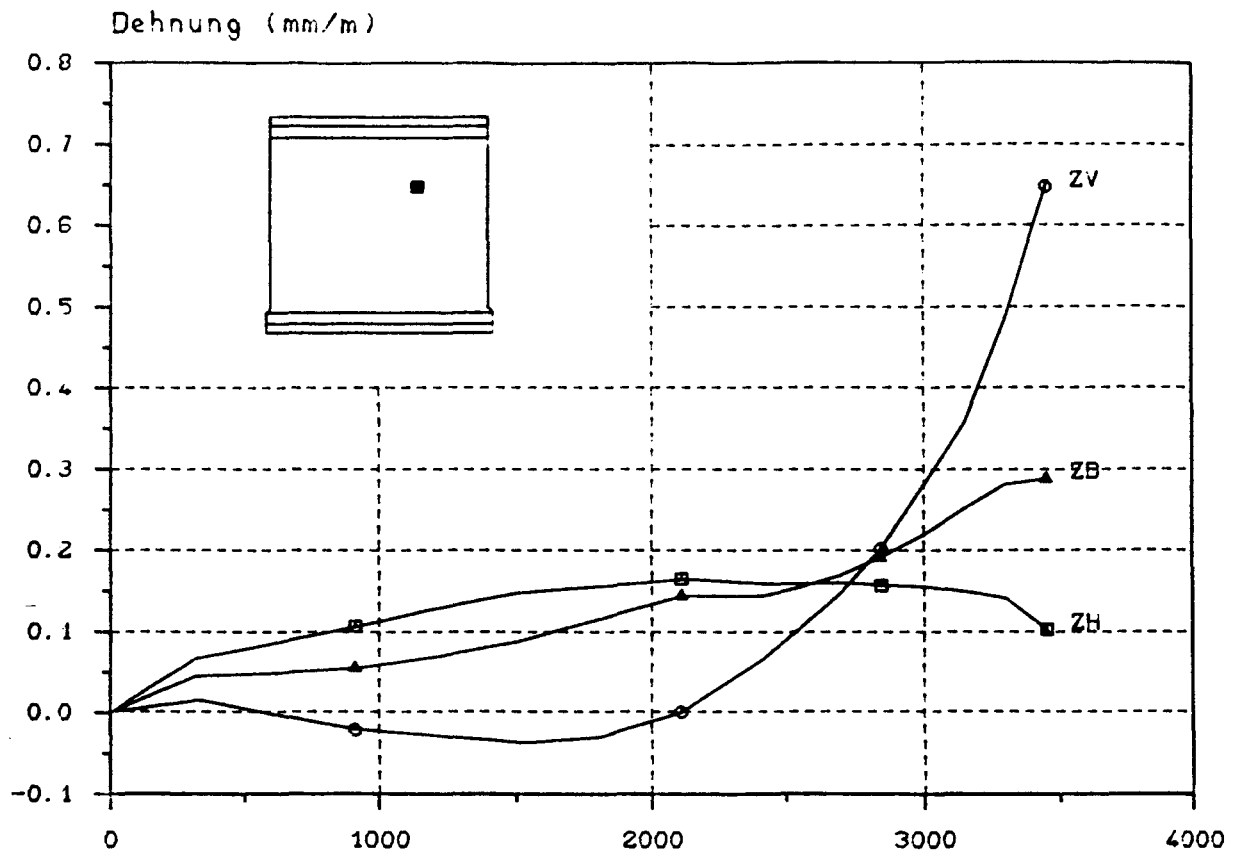
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

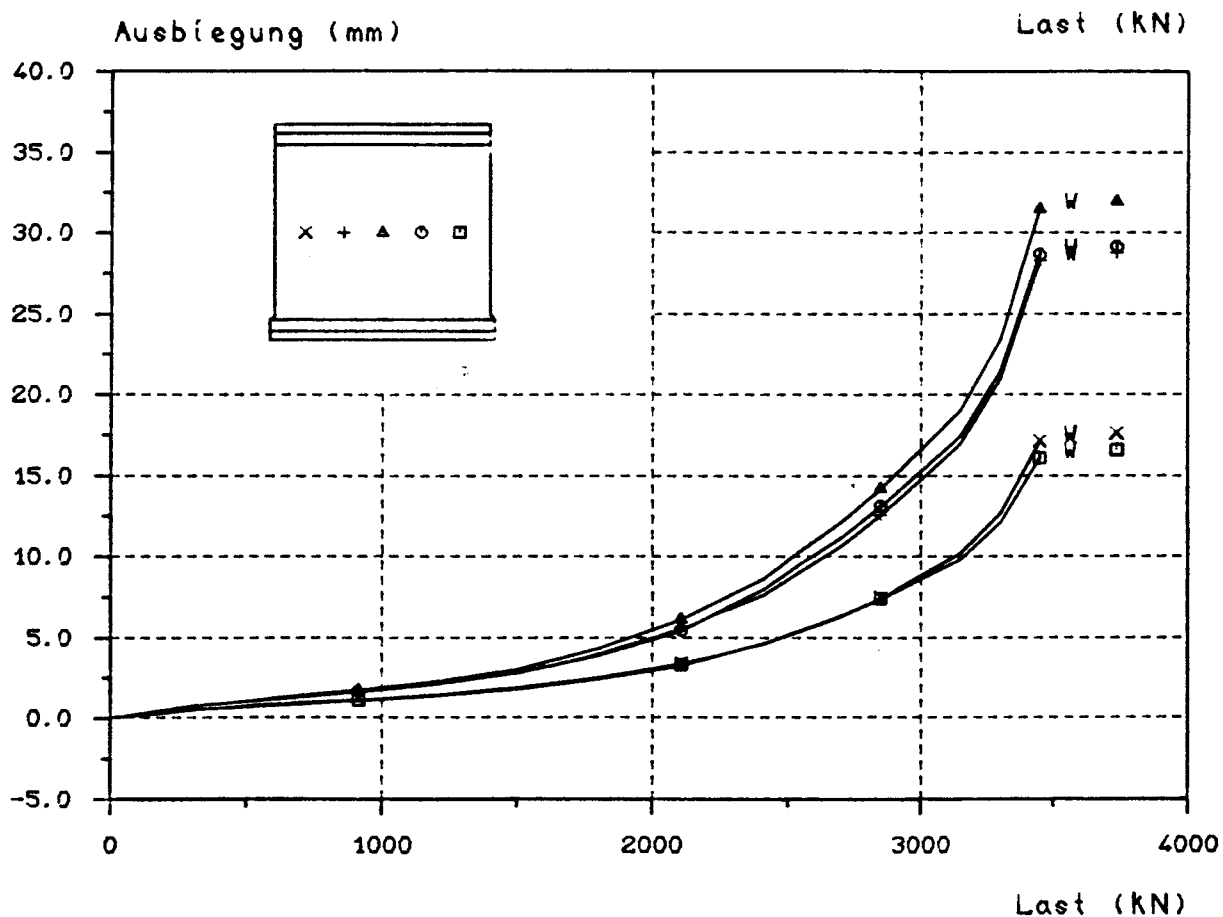
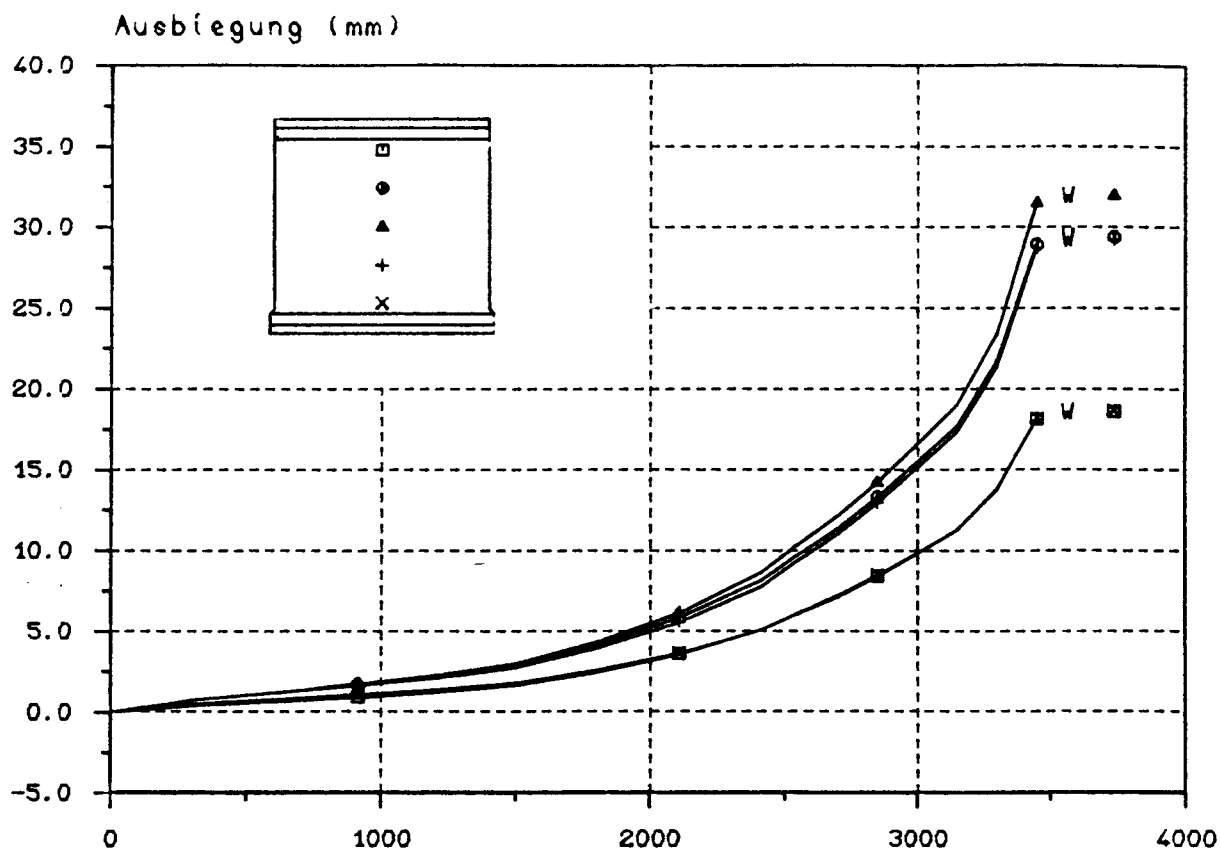


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 99

Versuchswand W 5

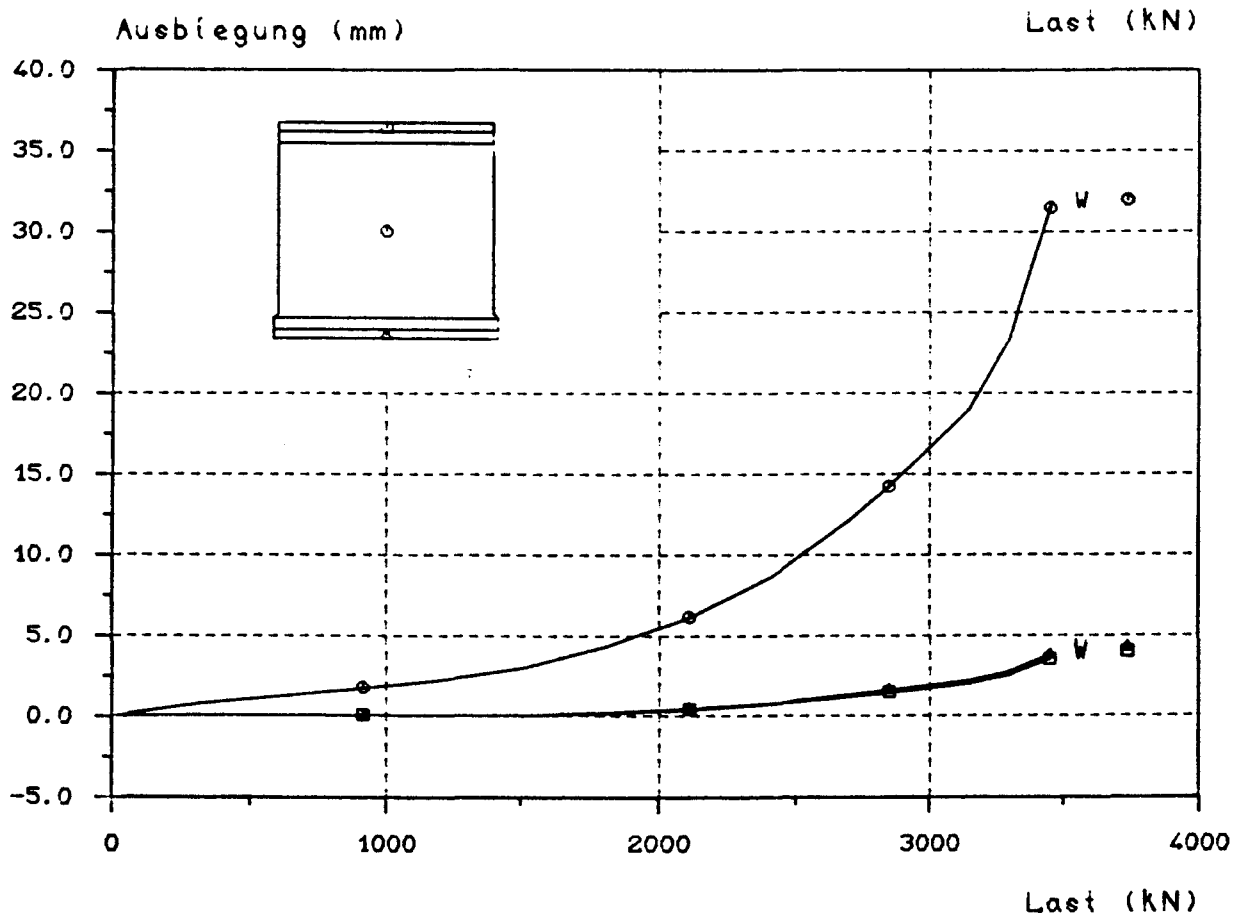
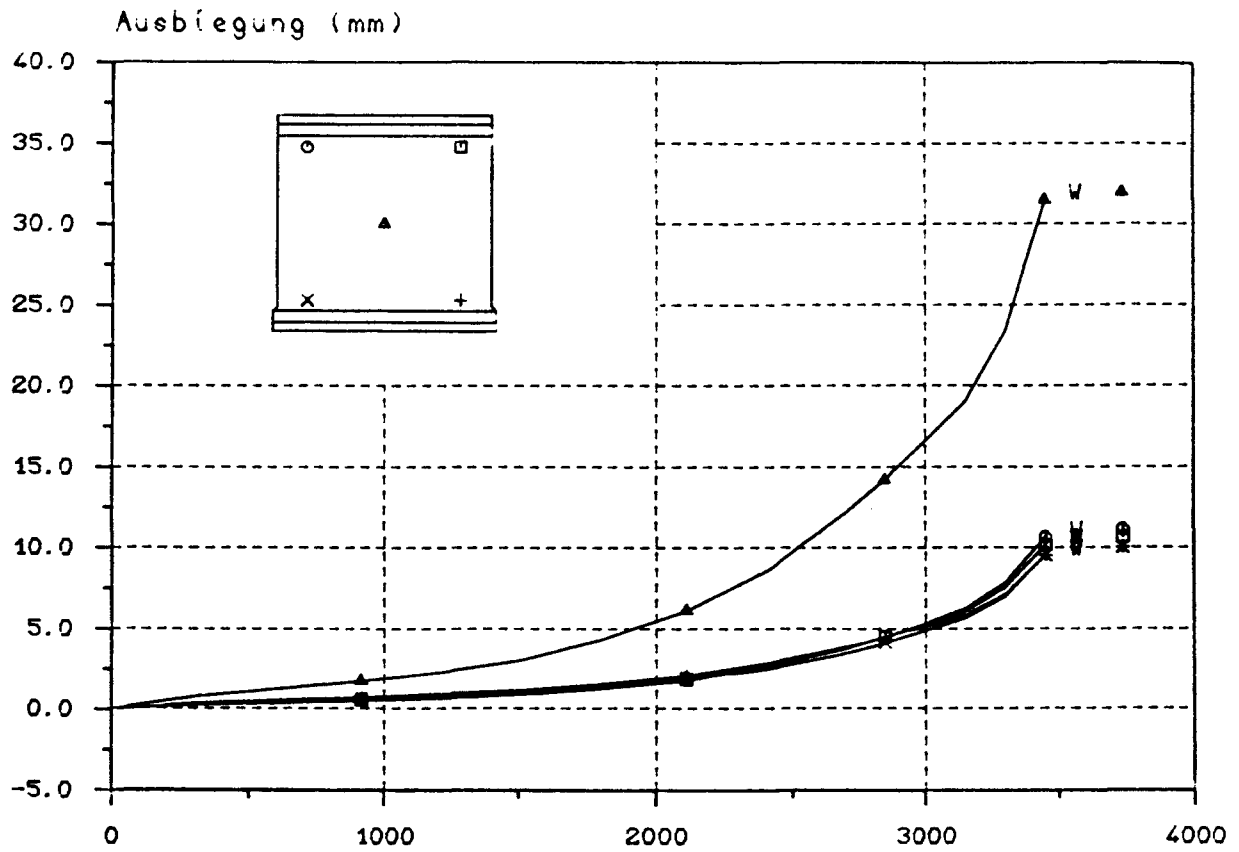


Ausbiegungs - Last - Diagramm

B I L D A 100

Versuchswand W 5

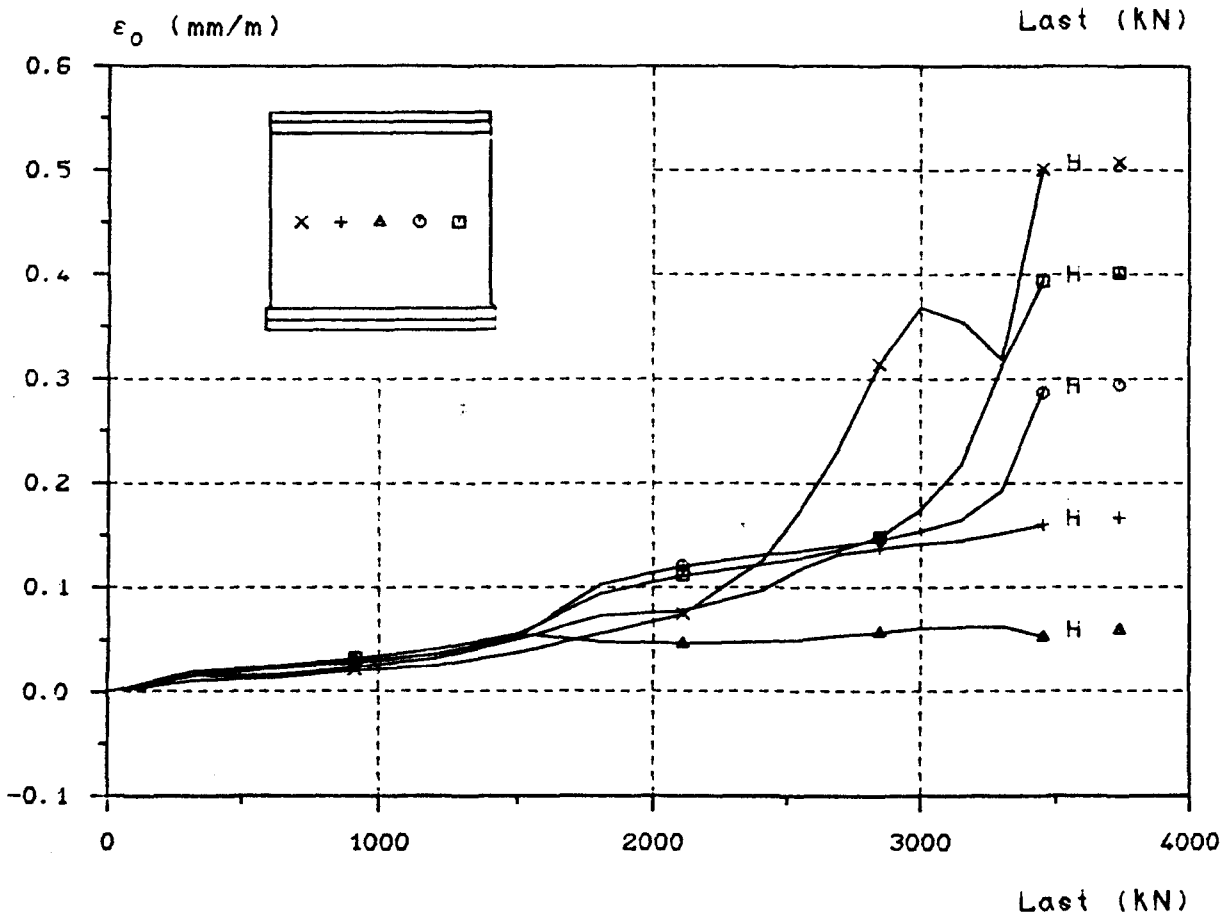
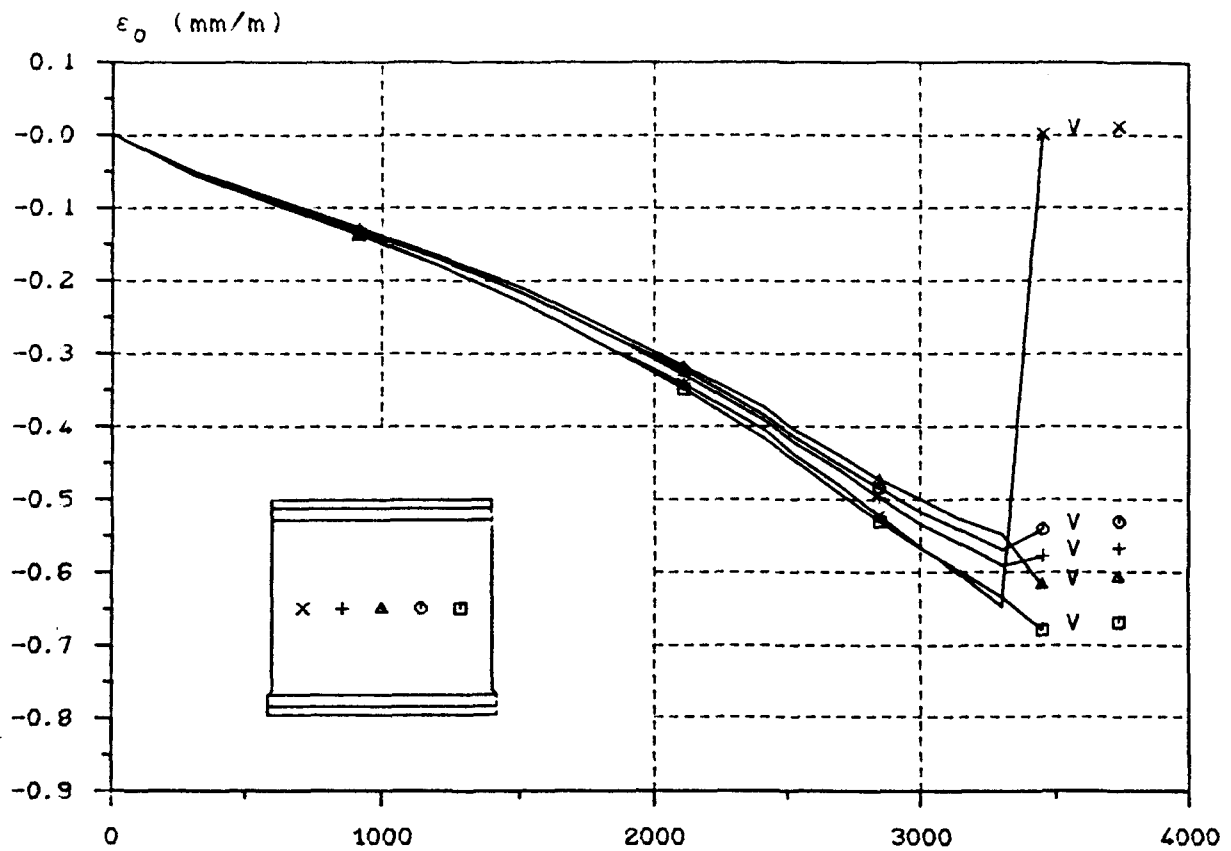




Ausbiegungs - Last - Diagramm

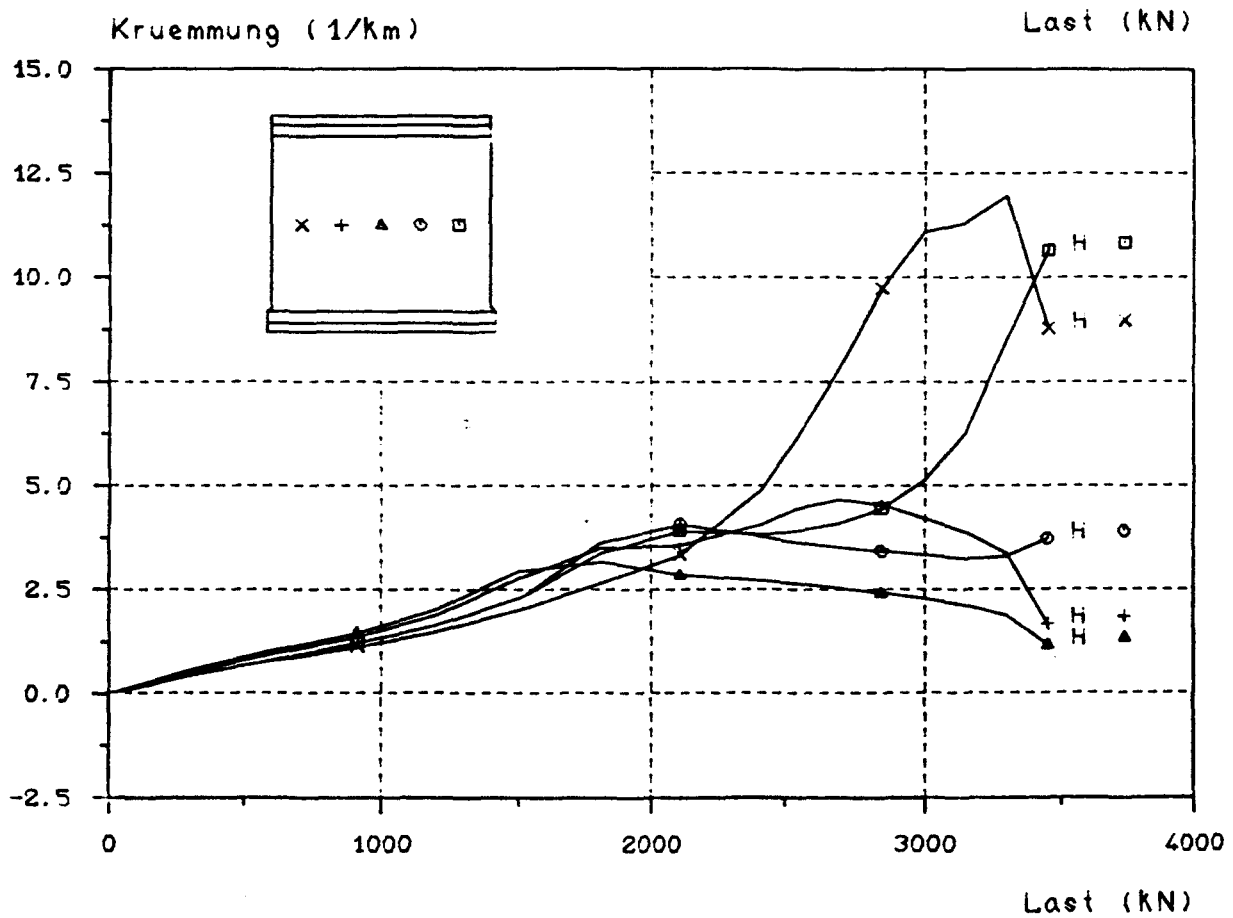
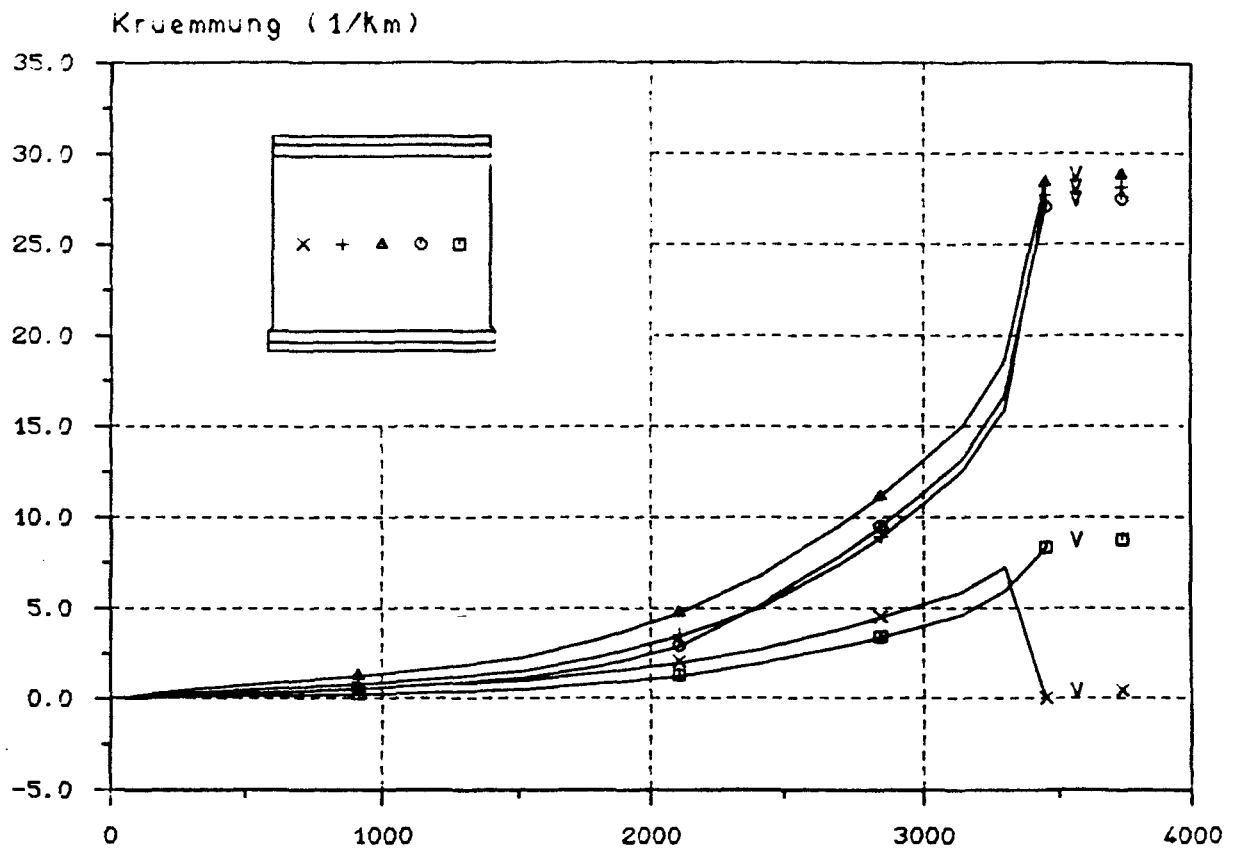
B I L D A 101

Versuchswand W 5



### Mittlere Dehnungs-Last-Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 103

Versuchswand W 5



V e r s u c h s w a n d   W 6

4-seitig gelagert

$d = 103,9 \text{ mm}$

$e_k/d = 0,2$

B e t o n

Alter = 27 Tage

$\beta_{WVD} = 16,0 \text{ N/mm}^2$

$\beta_p = 17,0 \text{ N/mm}^2$

$\beta_{BZ} = 2,30 \text{ N/mm}^2$

E-Modul = 20,8 kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

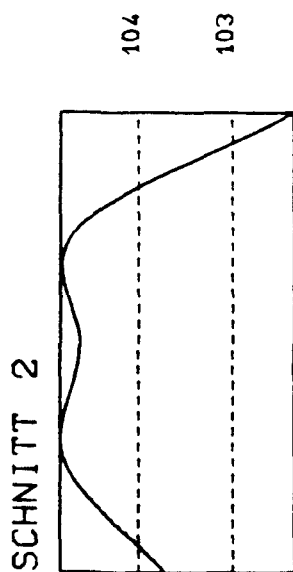
2 Lagermatten R 131

mittig

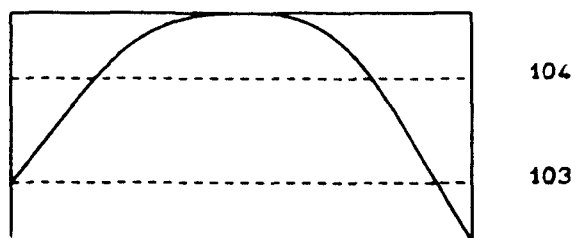
E r g e b n i s

tot  $F_u = 2,294 \text{ MN}$

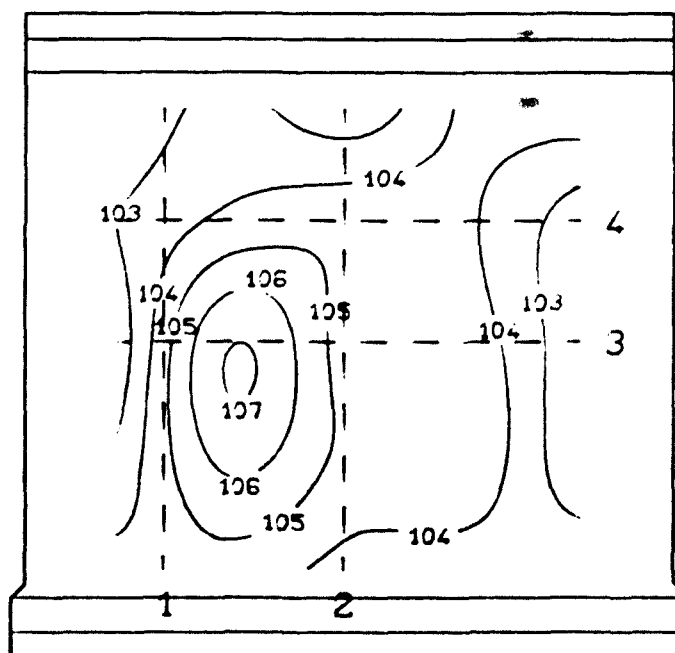
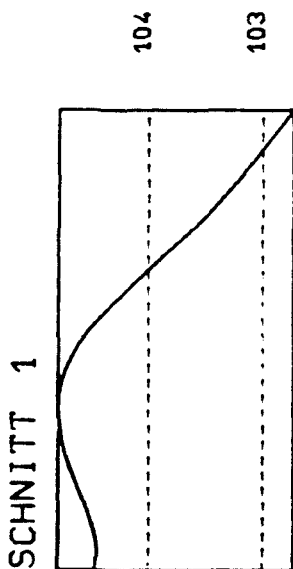
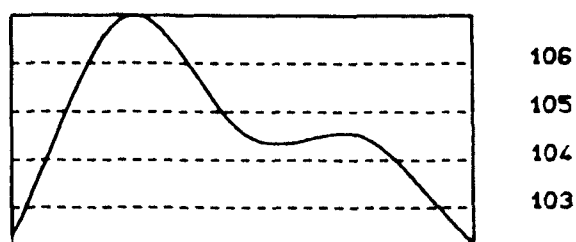




SCHNITT 4

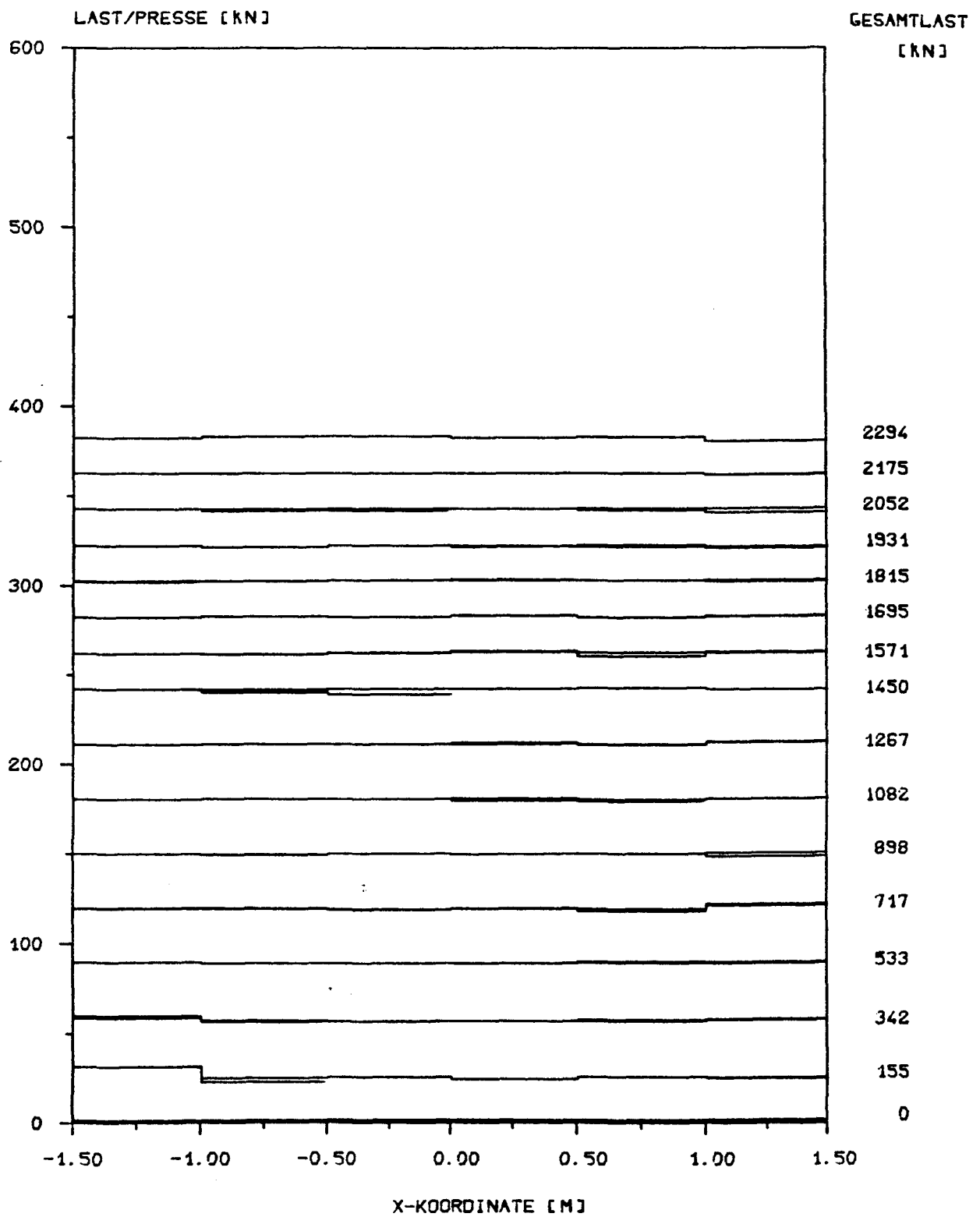


SCHNITT 3



Linien gleicher W and d i c k e n

W and t o p o l o g i e

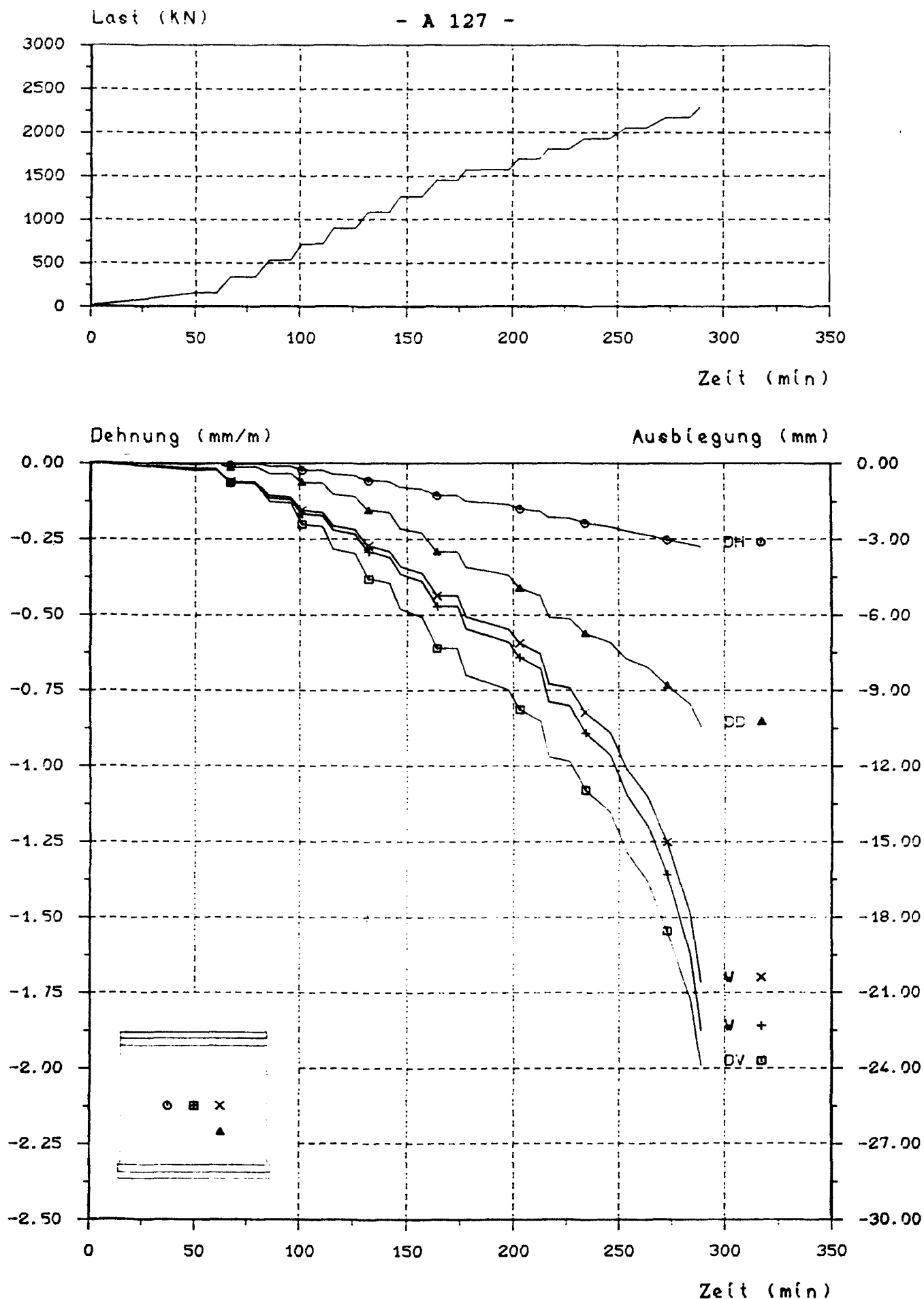


Pressendruckverteilung

B I L D A 105

Versuchswand W 6





**Last - Zeit - bzw. Verformungs - Zeit - Diagramm**

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, W = Ausbiegung

**B I L D A 106**

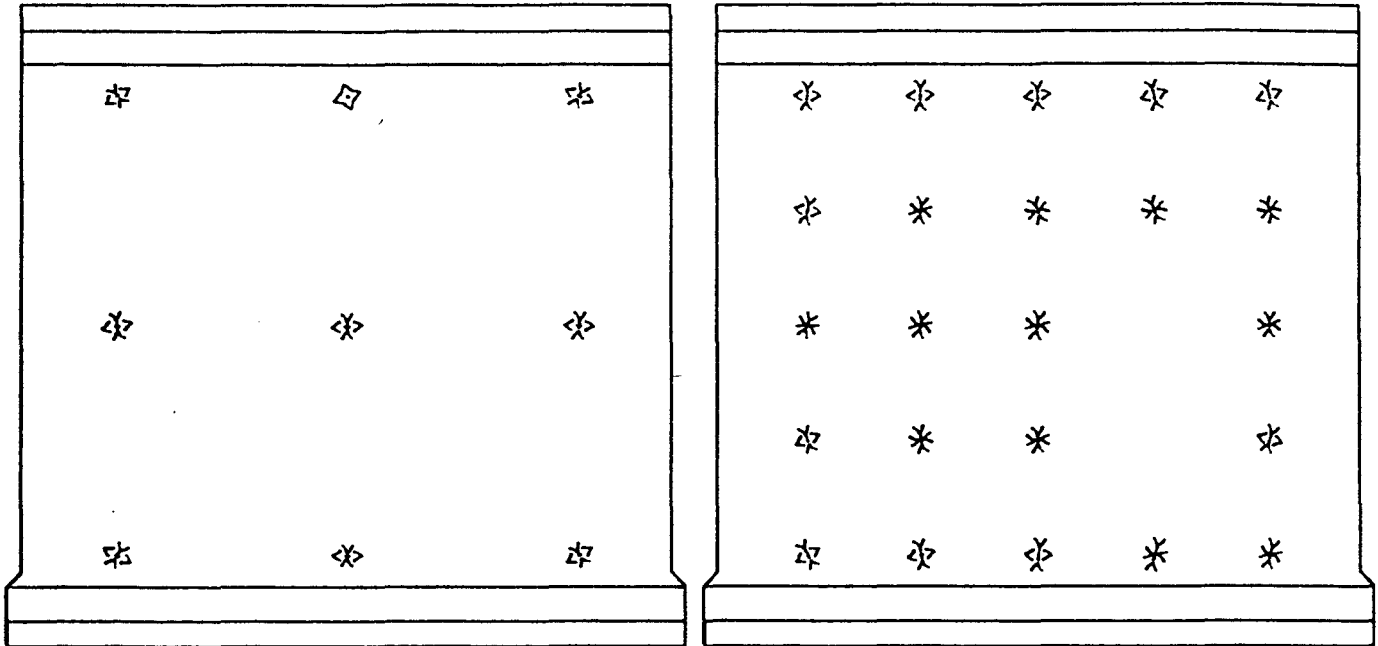
**Versuchswand W 6**

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

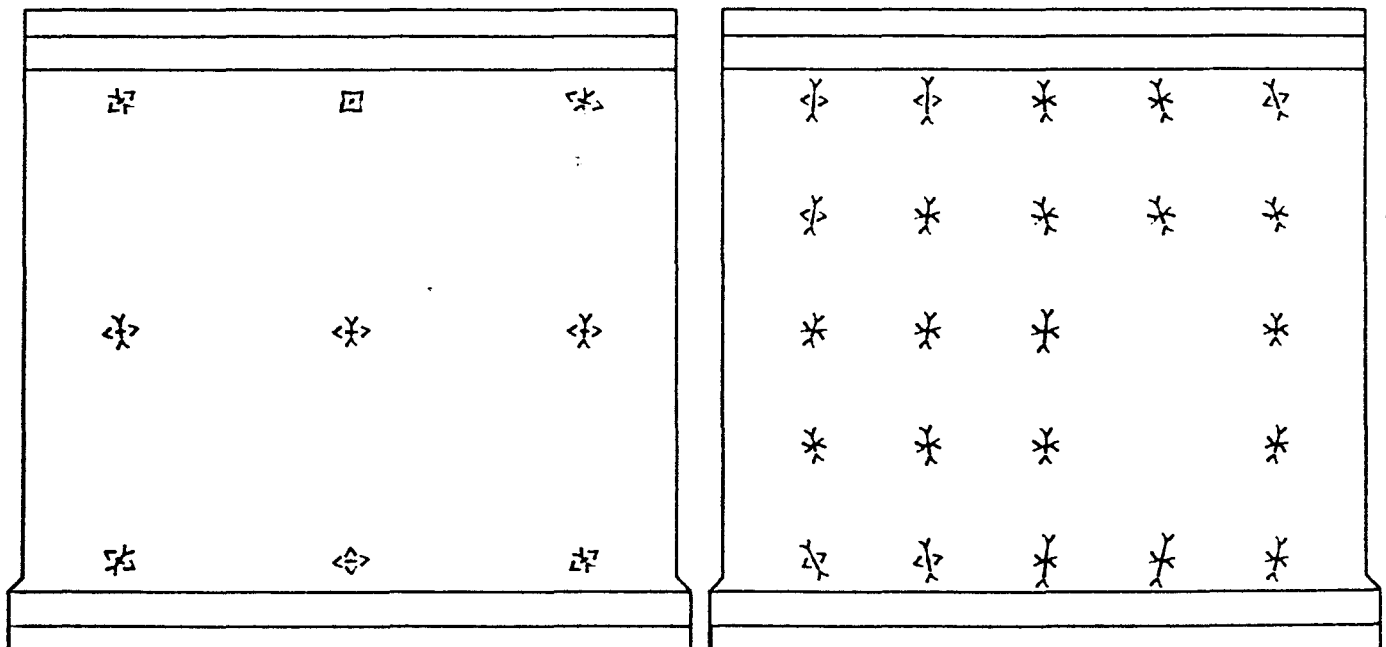
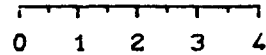
Zugseite

Last = 532 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1082 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   107

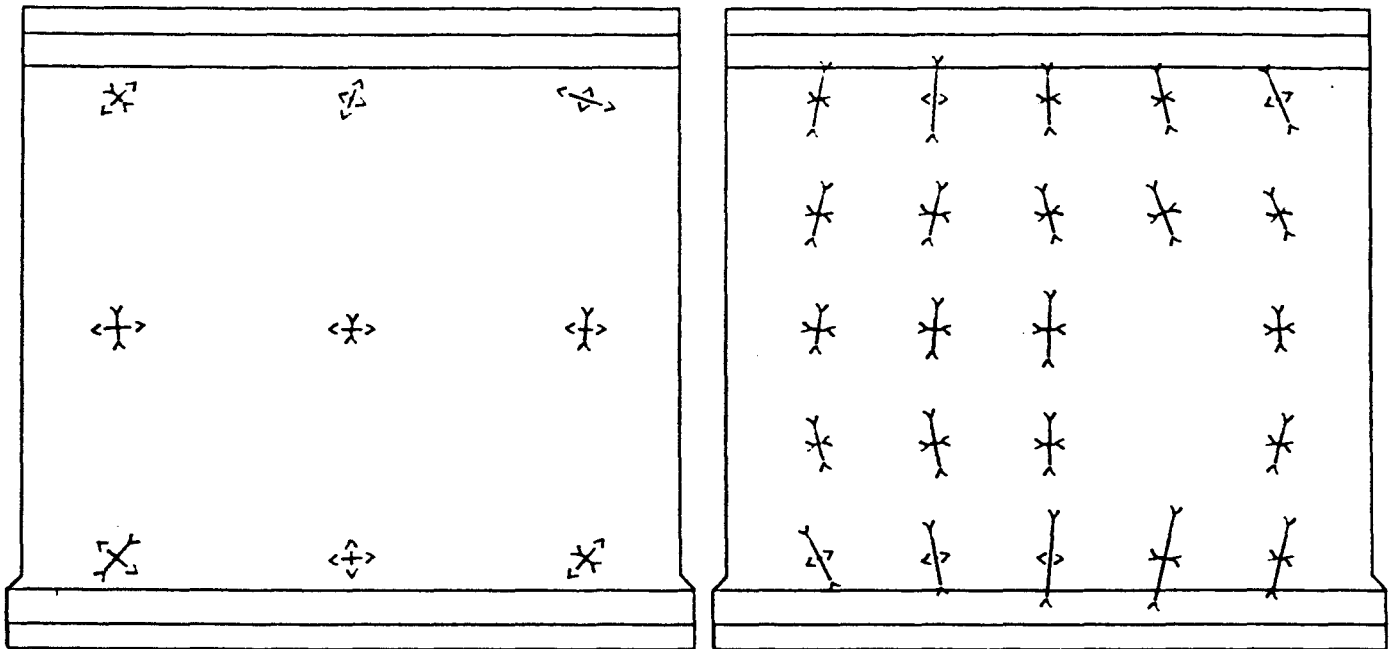
Versuchswand W 6

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

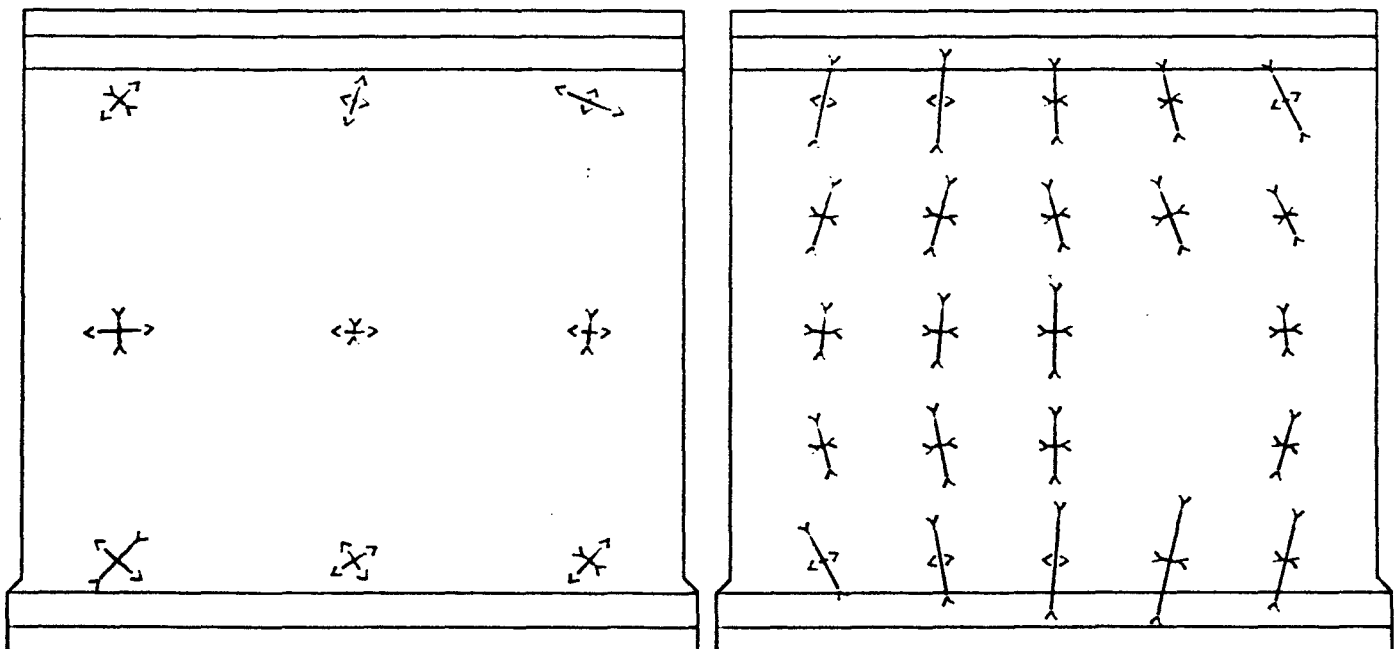
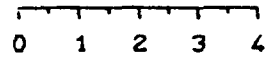
Zugseite

Last = 1815 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2055 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   108

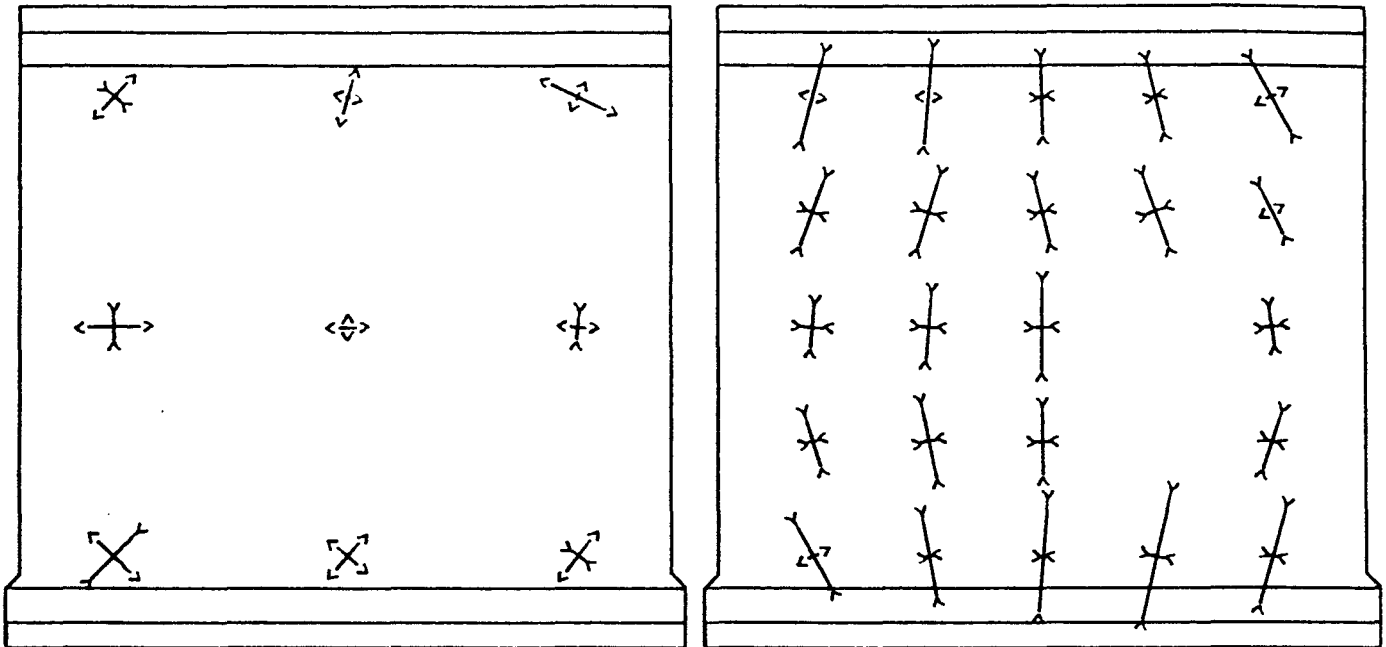
Versuchswand W 6

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

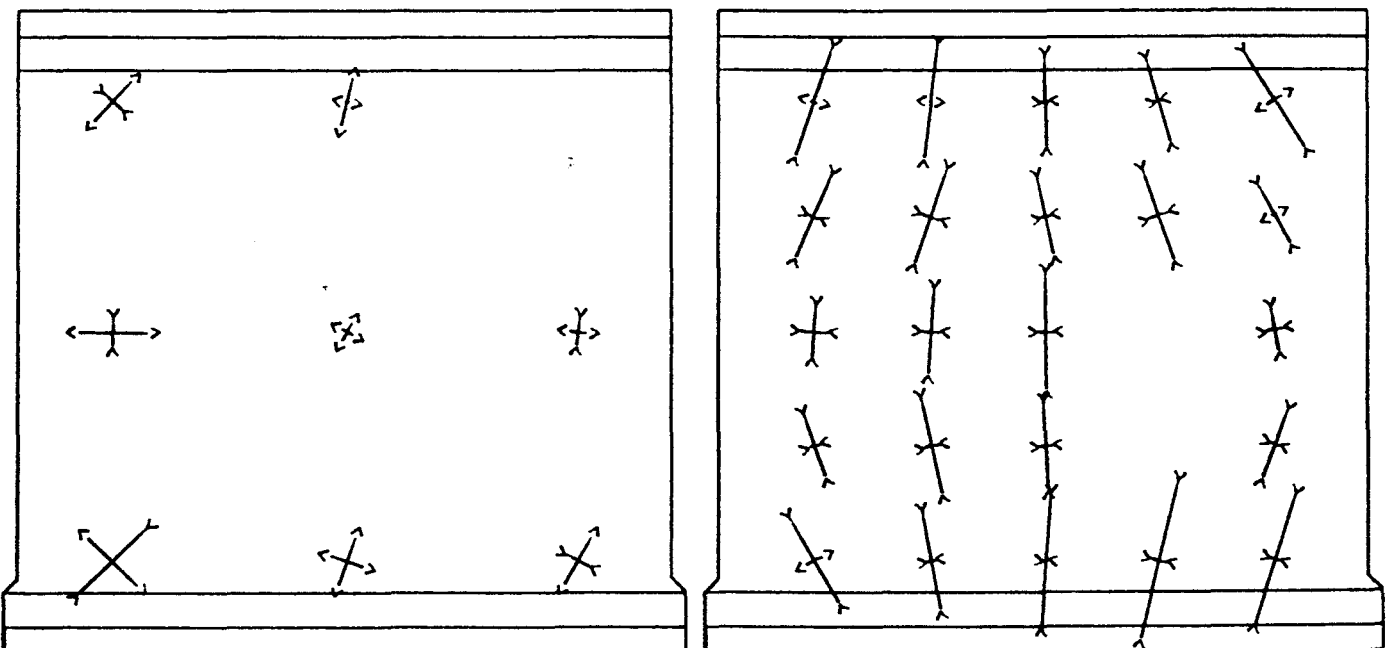
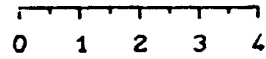
Zugseite

Last = 2174 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2294 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

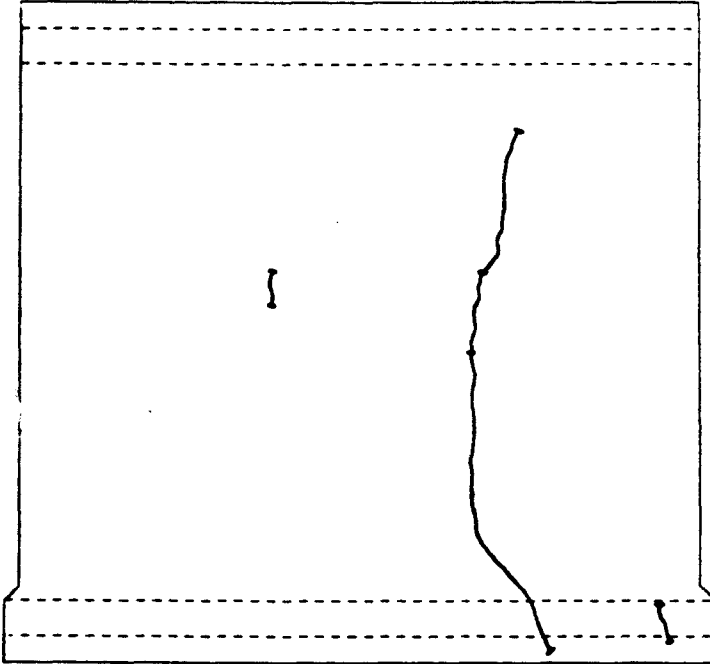
B I L D   A   109

Versuchswand W 6

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

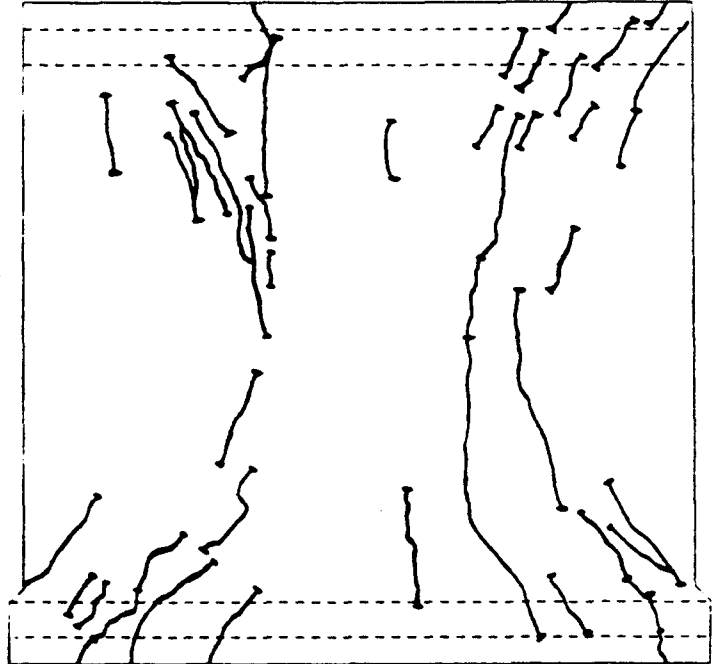
Laststufe 11

Last = 1815 kN



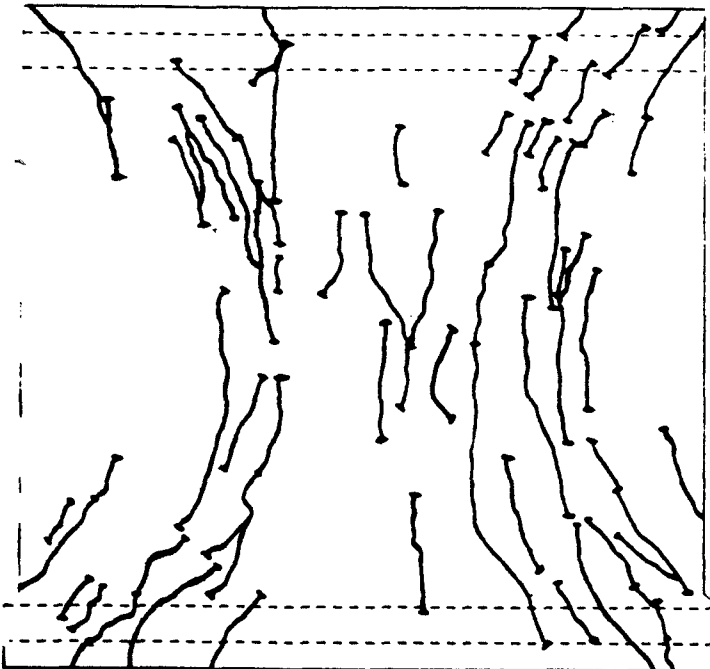
Laststufe 13

Last = 2055 kN



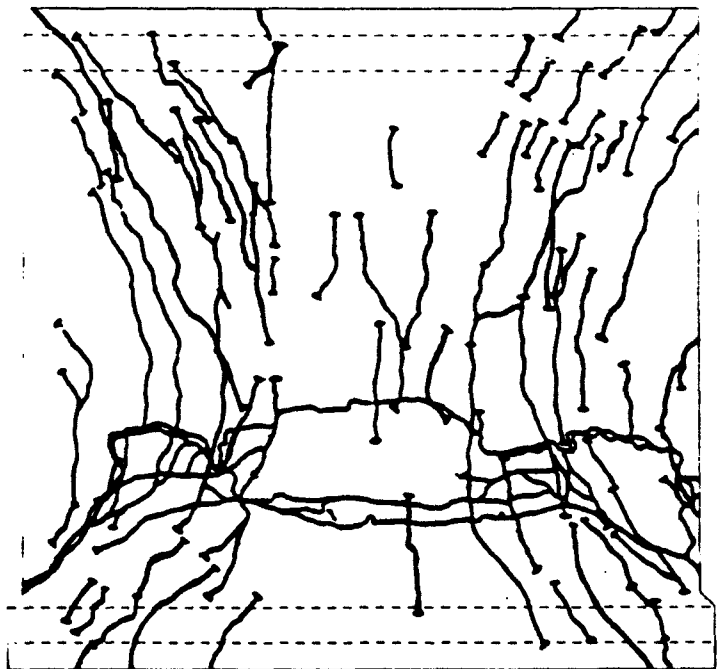
Laststufe 14

Last = 2174 kN



Laststufe 15

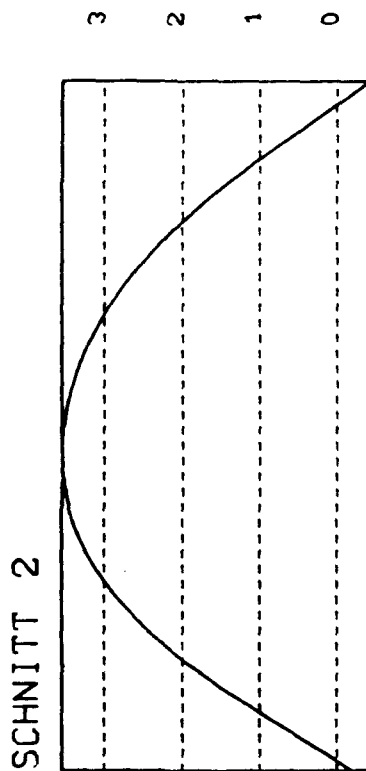
Last = 2294 kN



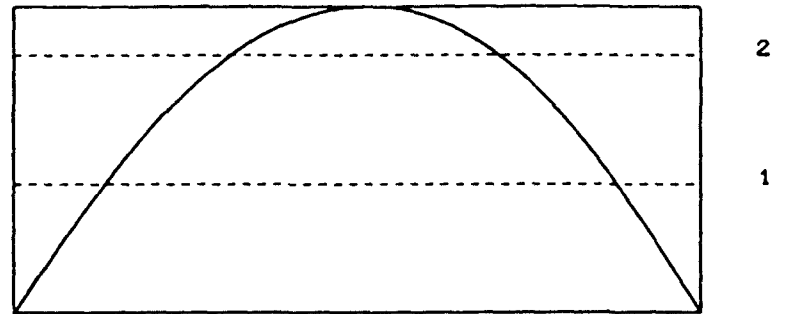
R i ß b i l d e r   d e r   Z u g s e i t e

B I L D   A 110

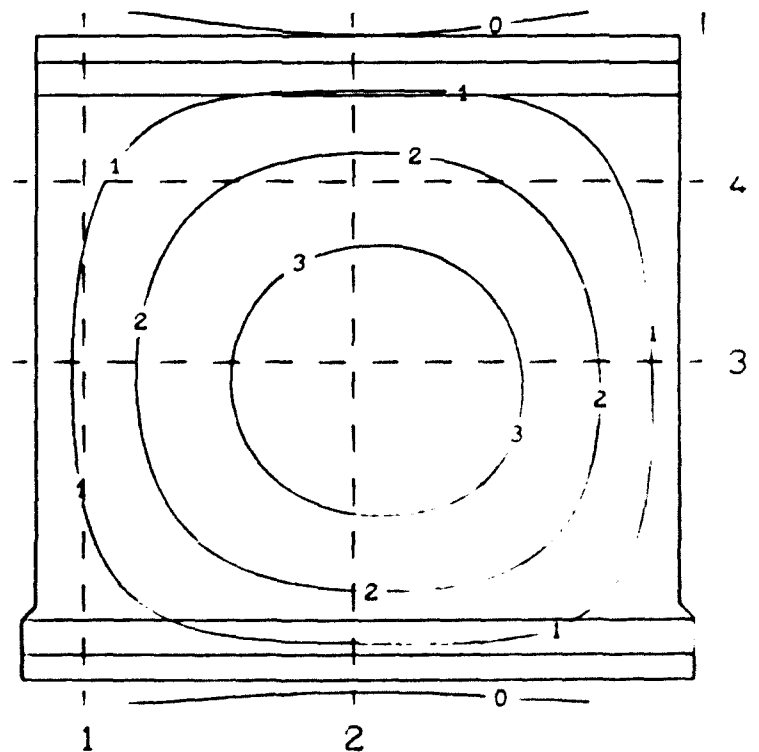
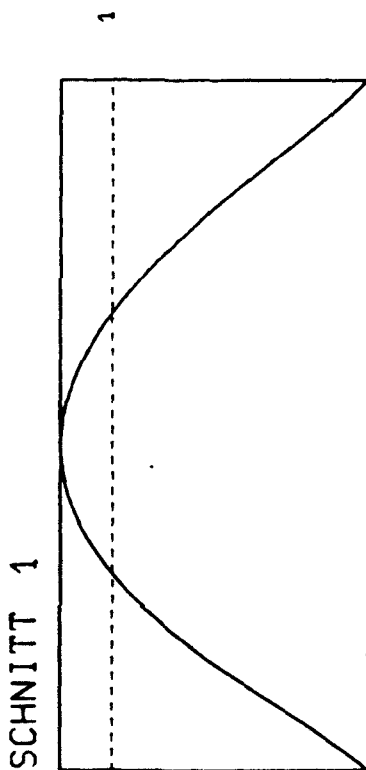
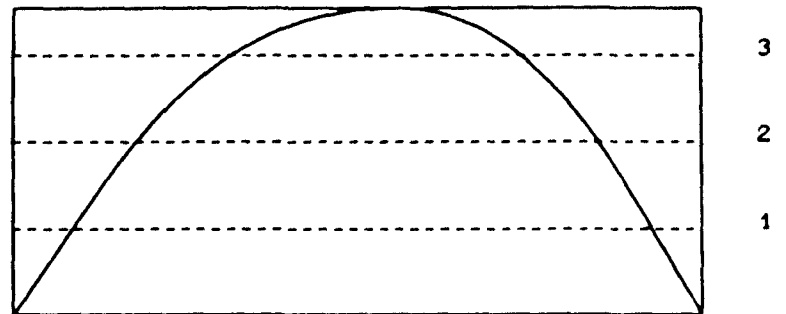
Versuchswand W 6



SCHNITT 4

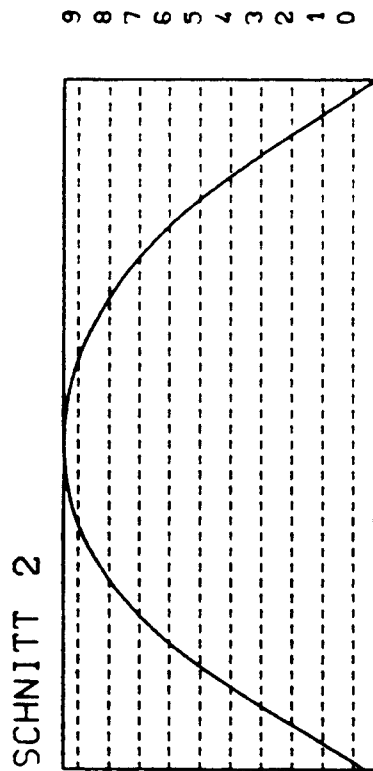


SCHNITT 3

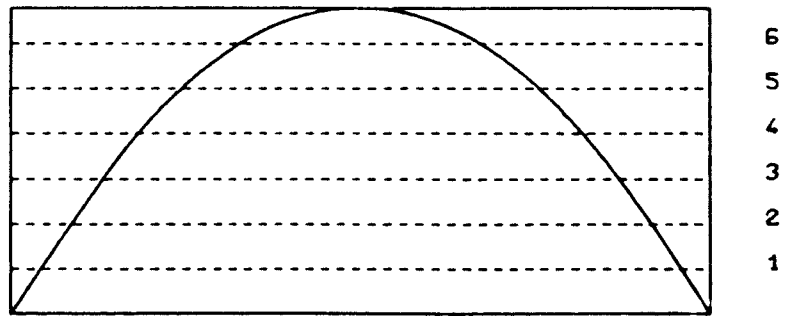


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

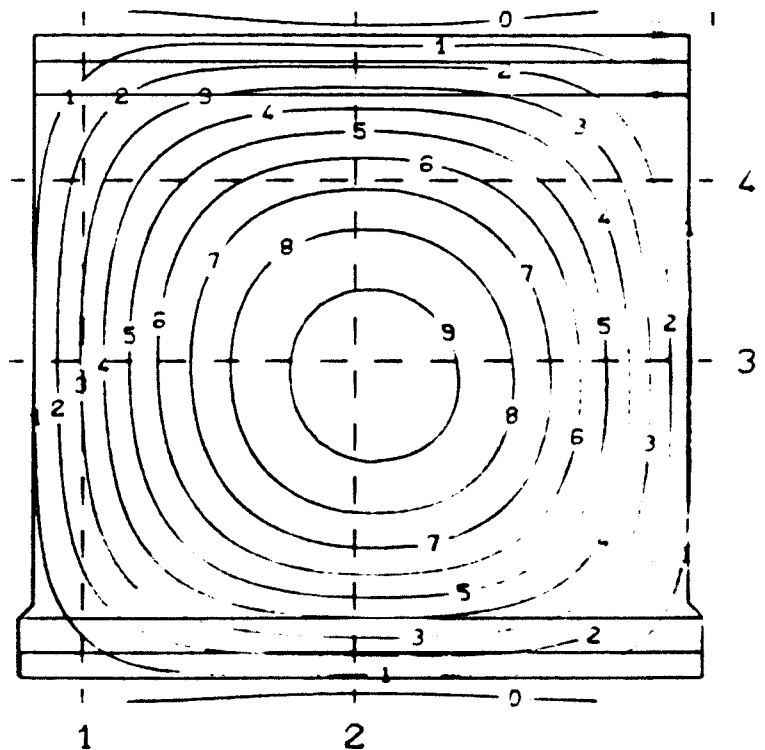
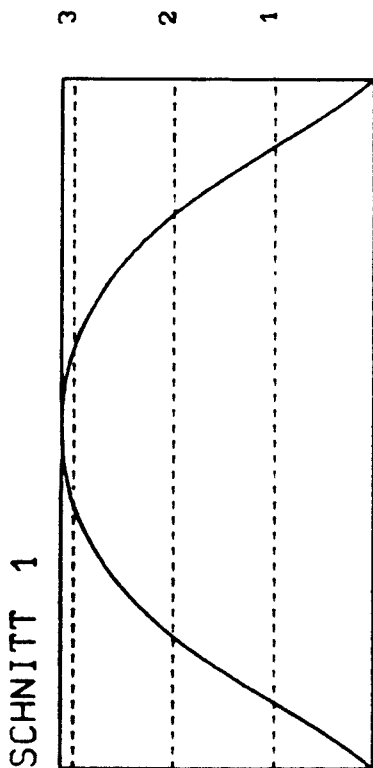
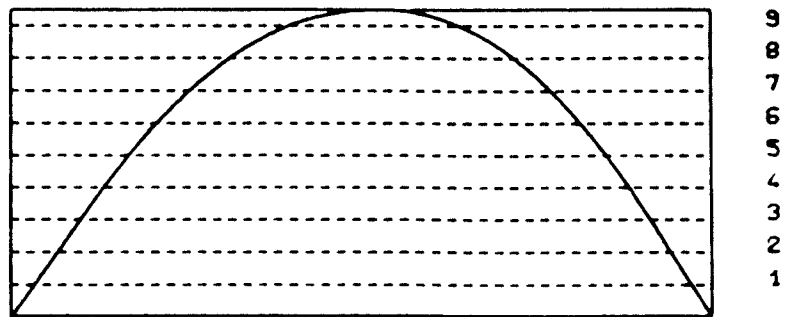
Last = 1082 kN



SCHNITT 4

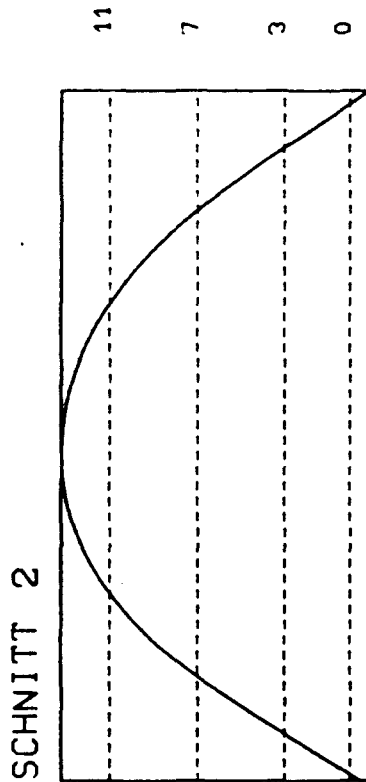


SCHNITT 3

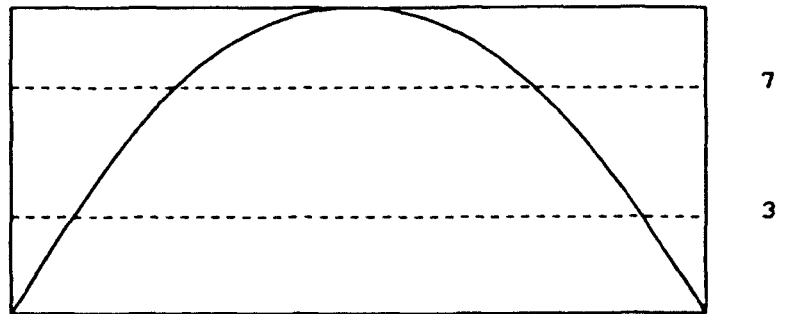


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

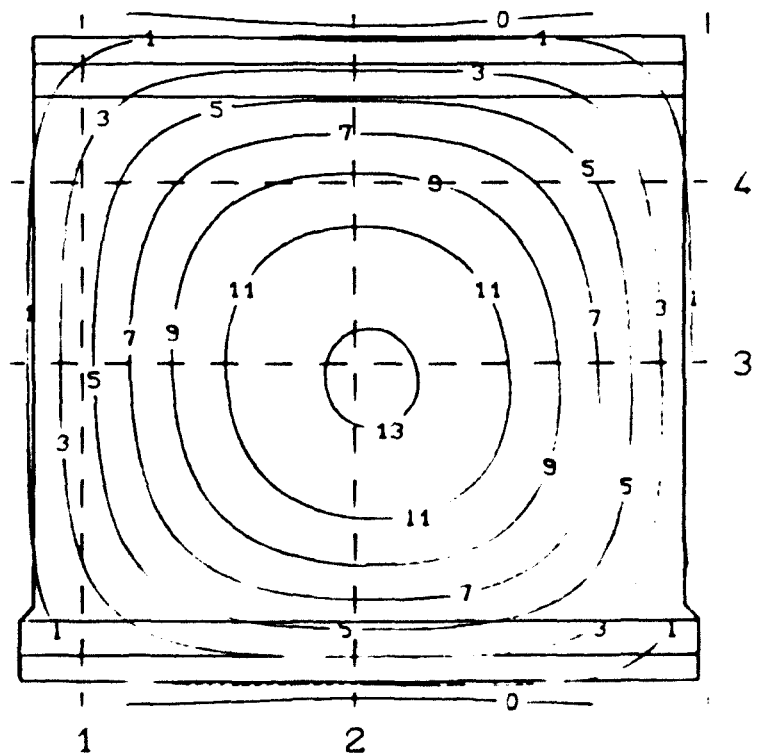
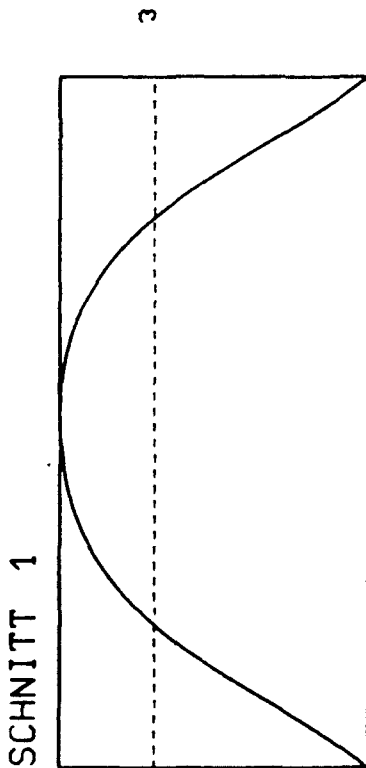
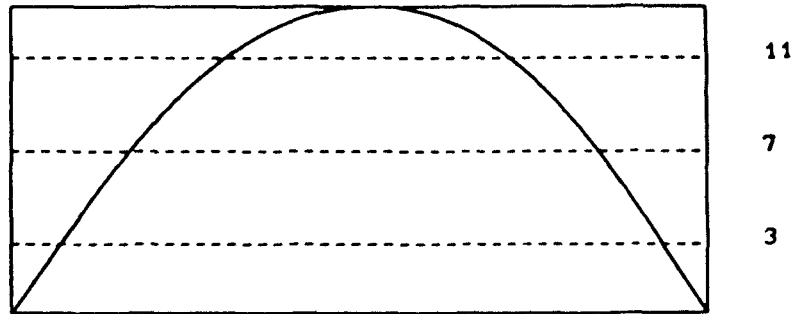
Last = 1815 kN



SCHNITT 4



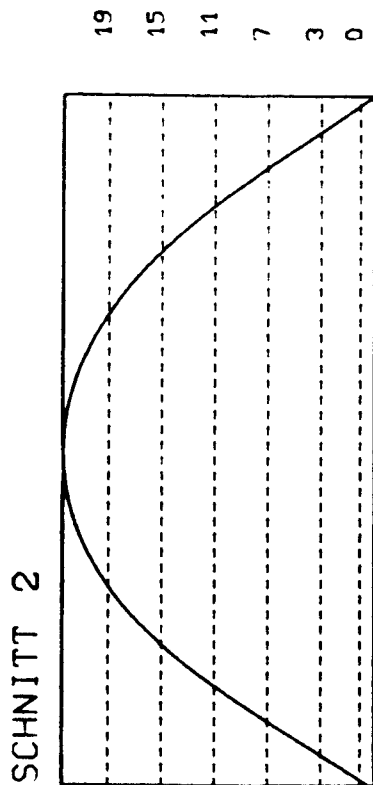
SCHNITT 3



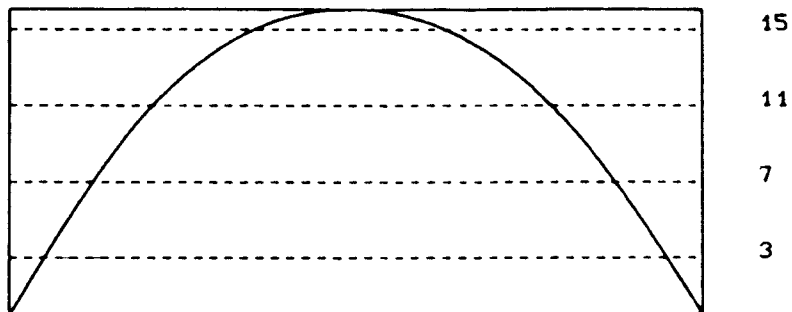
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2055 kN

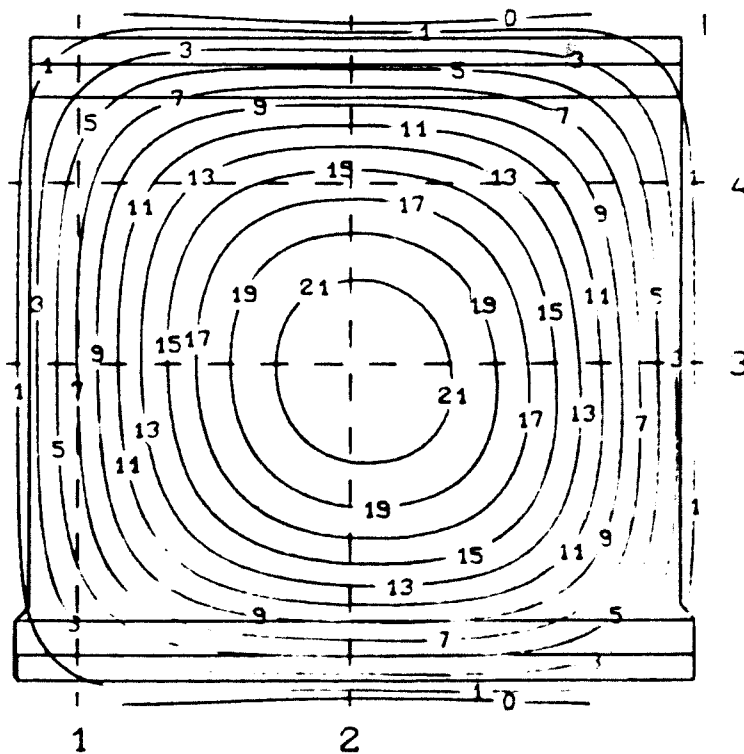
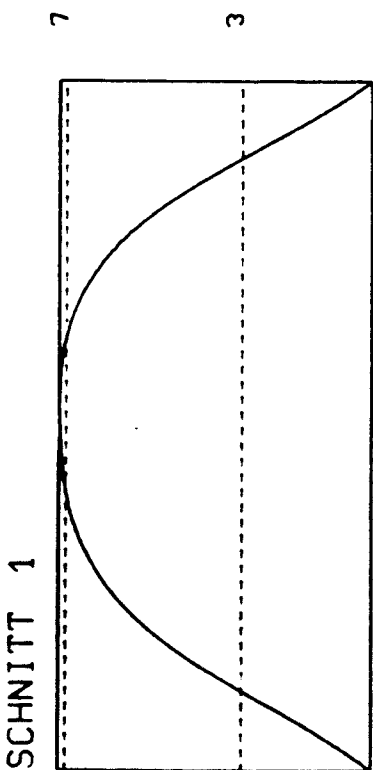
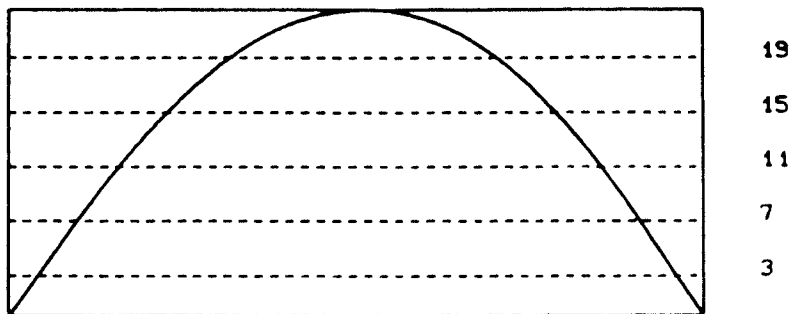




SCHNITT 4

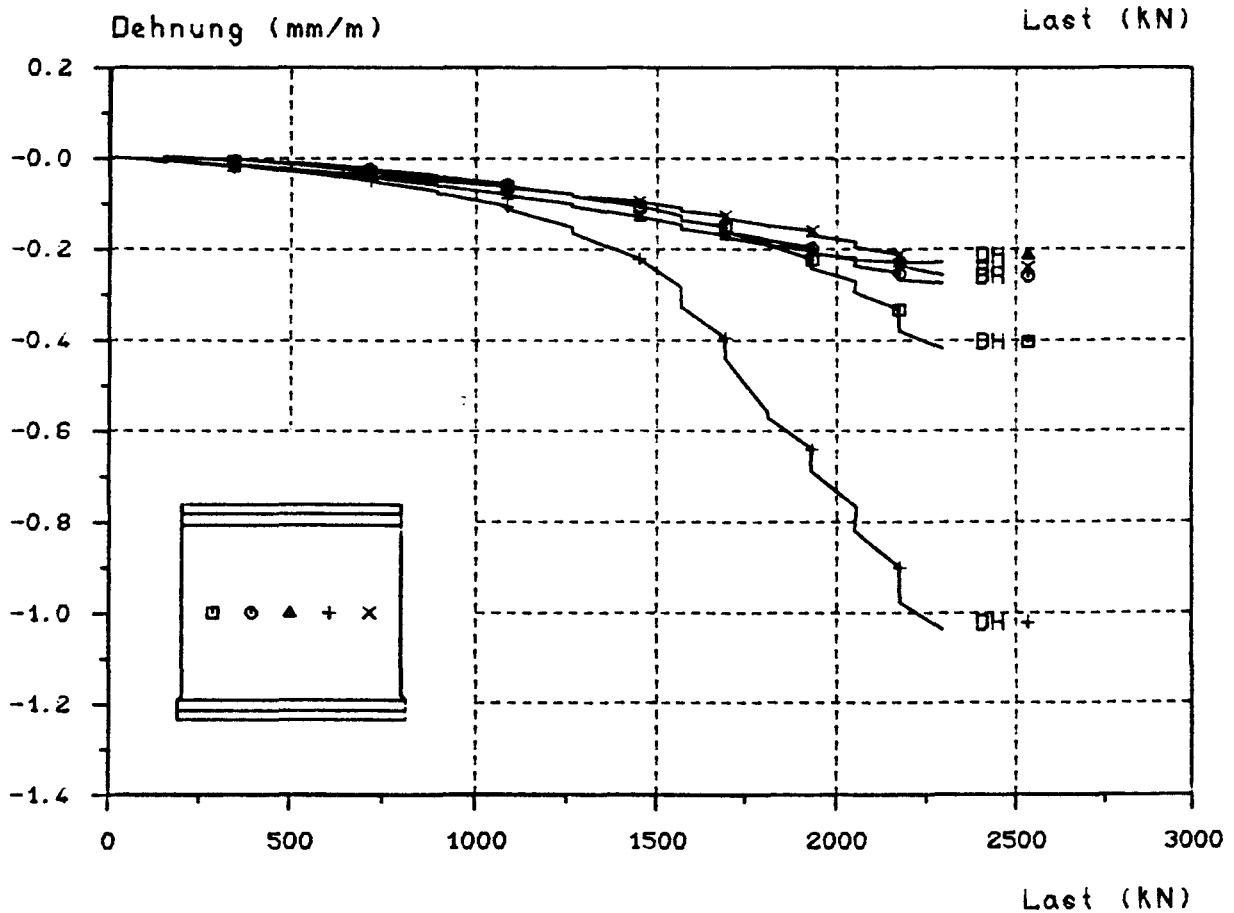
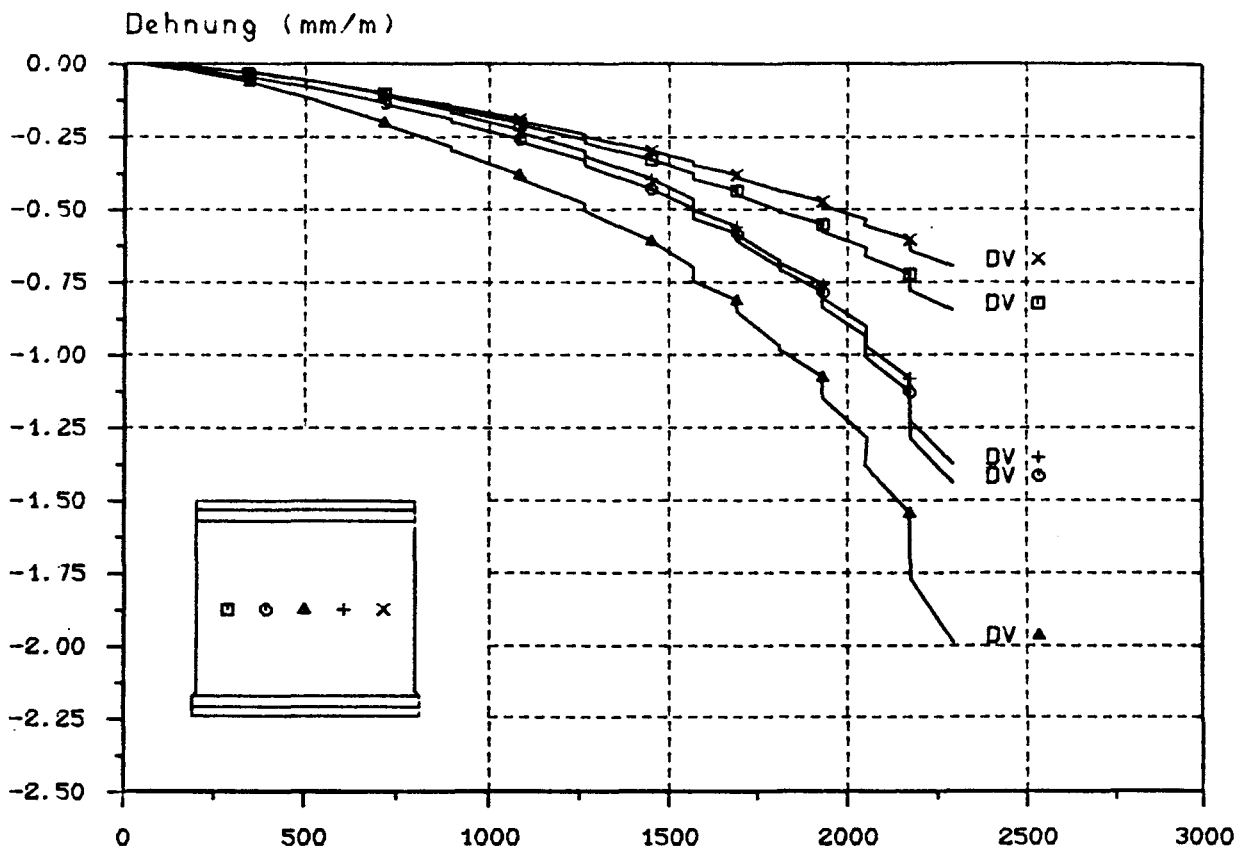


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2294 kN

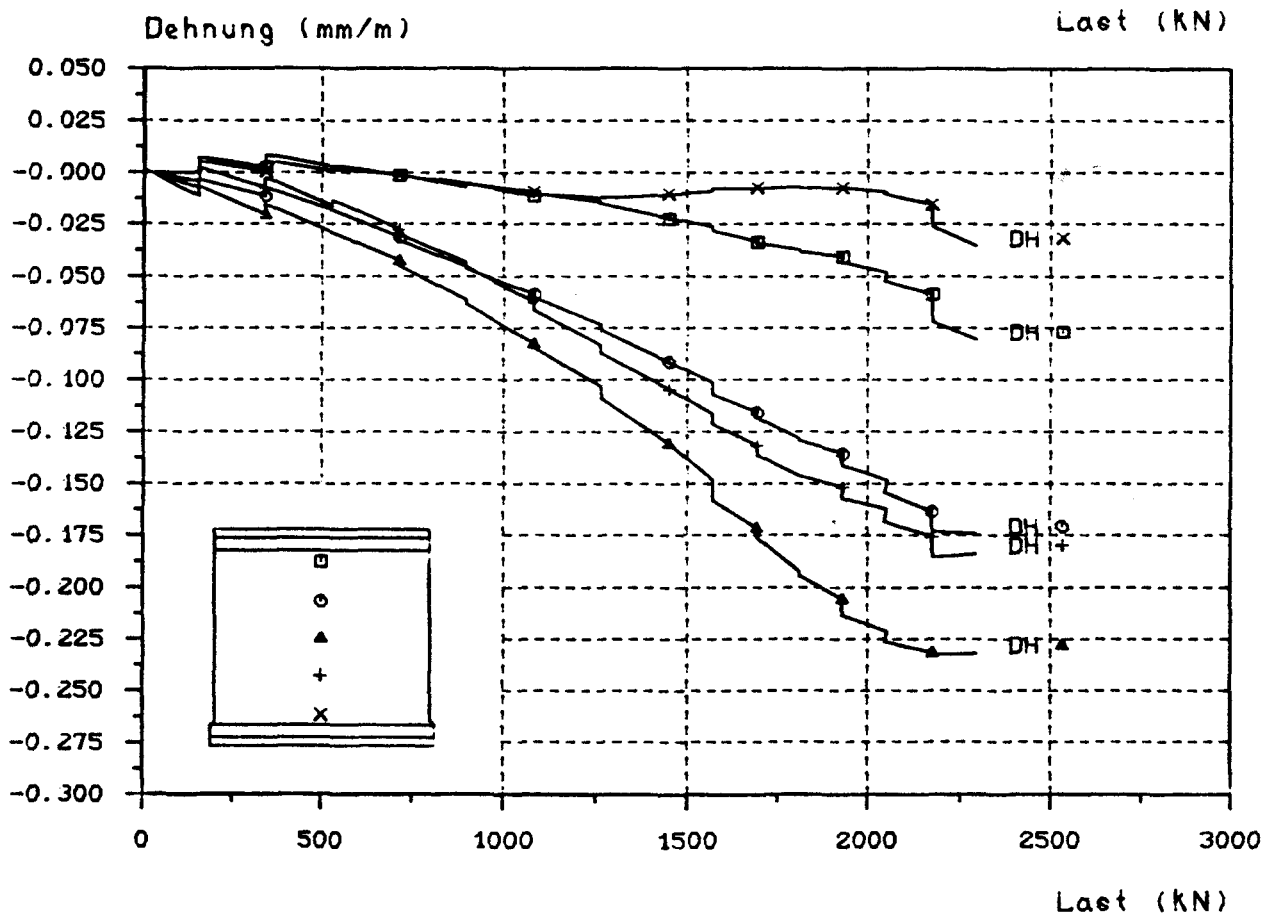
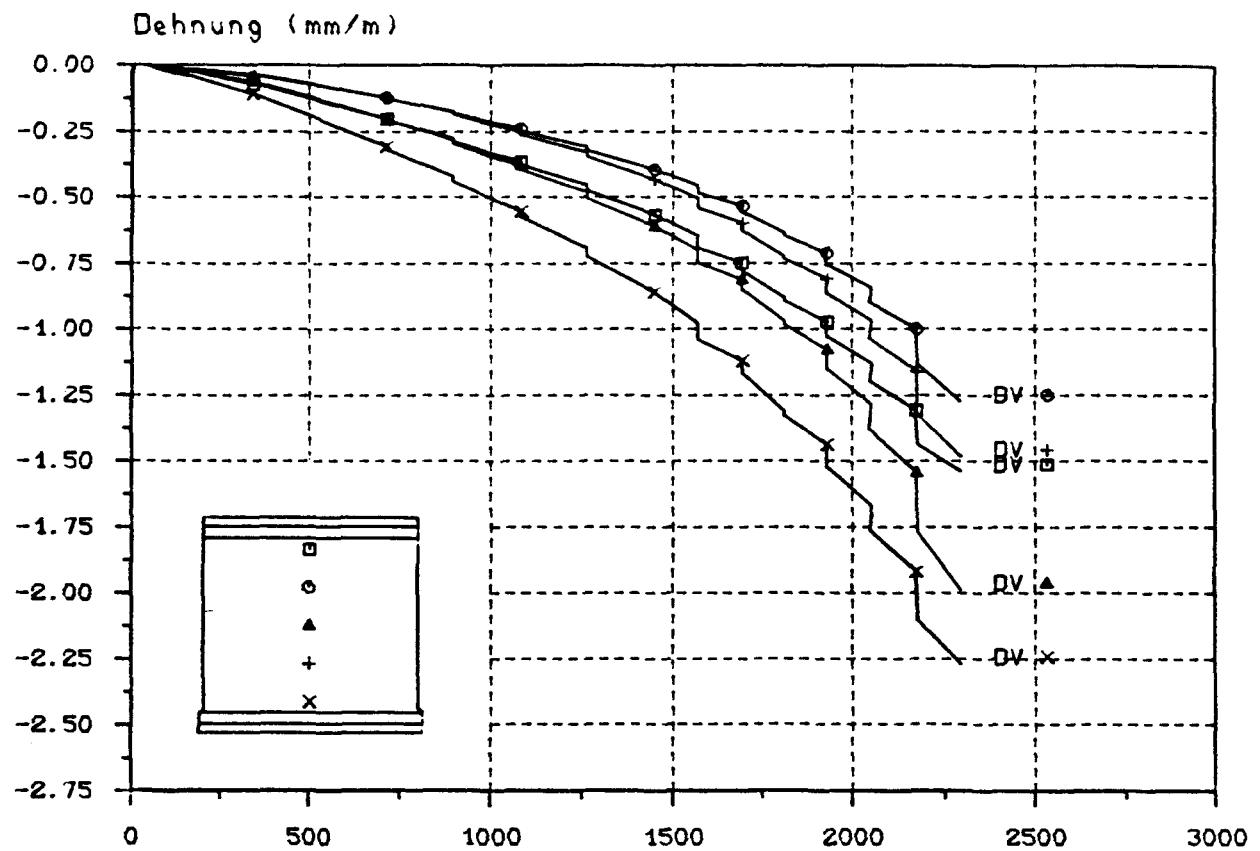


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

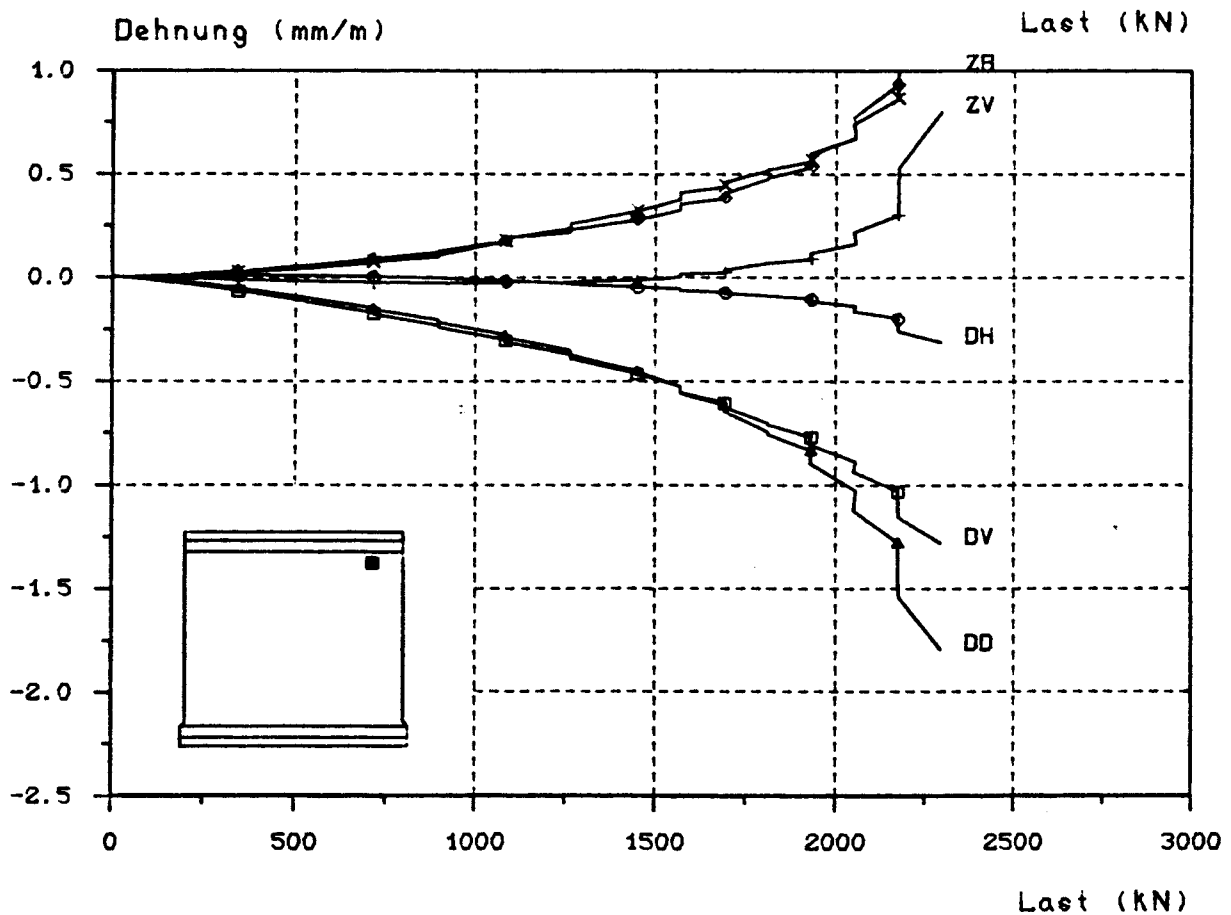
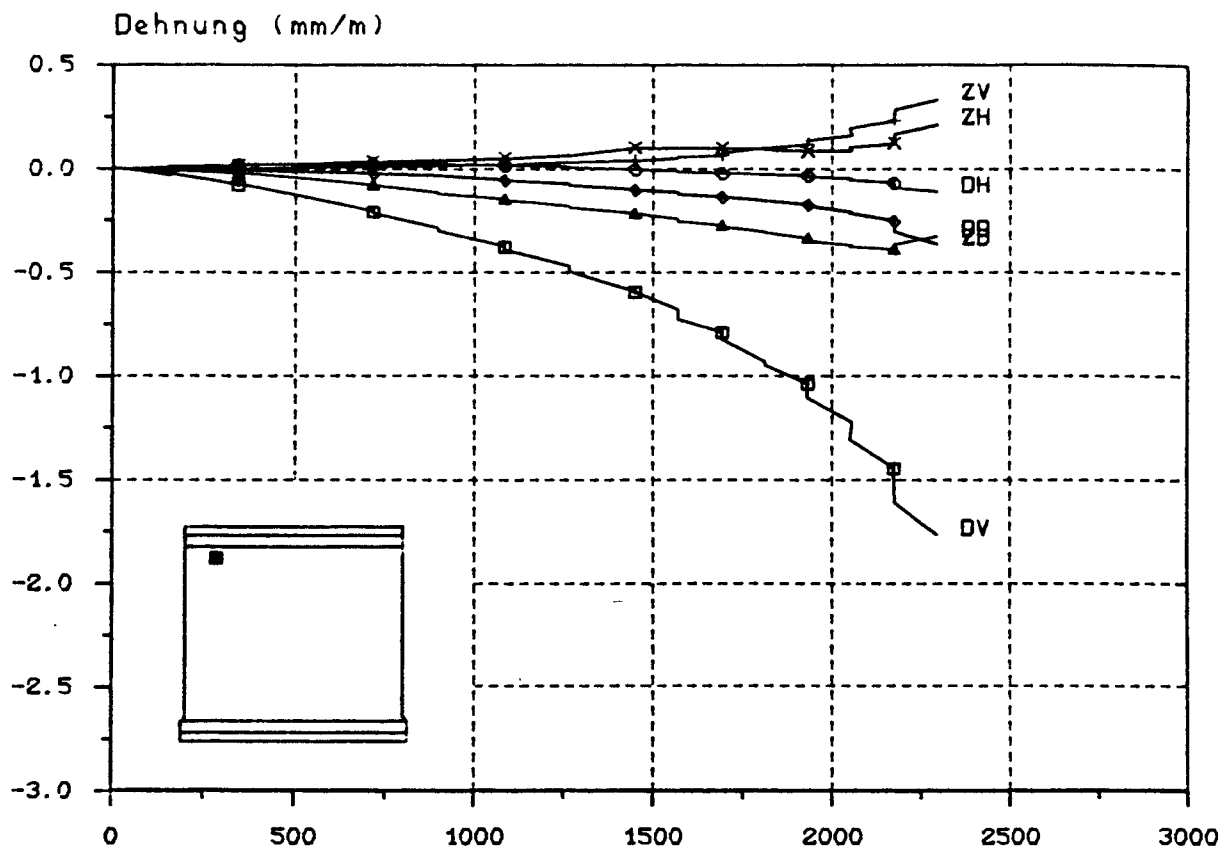
B I L D A 115

Versuchswand W 6



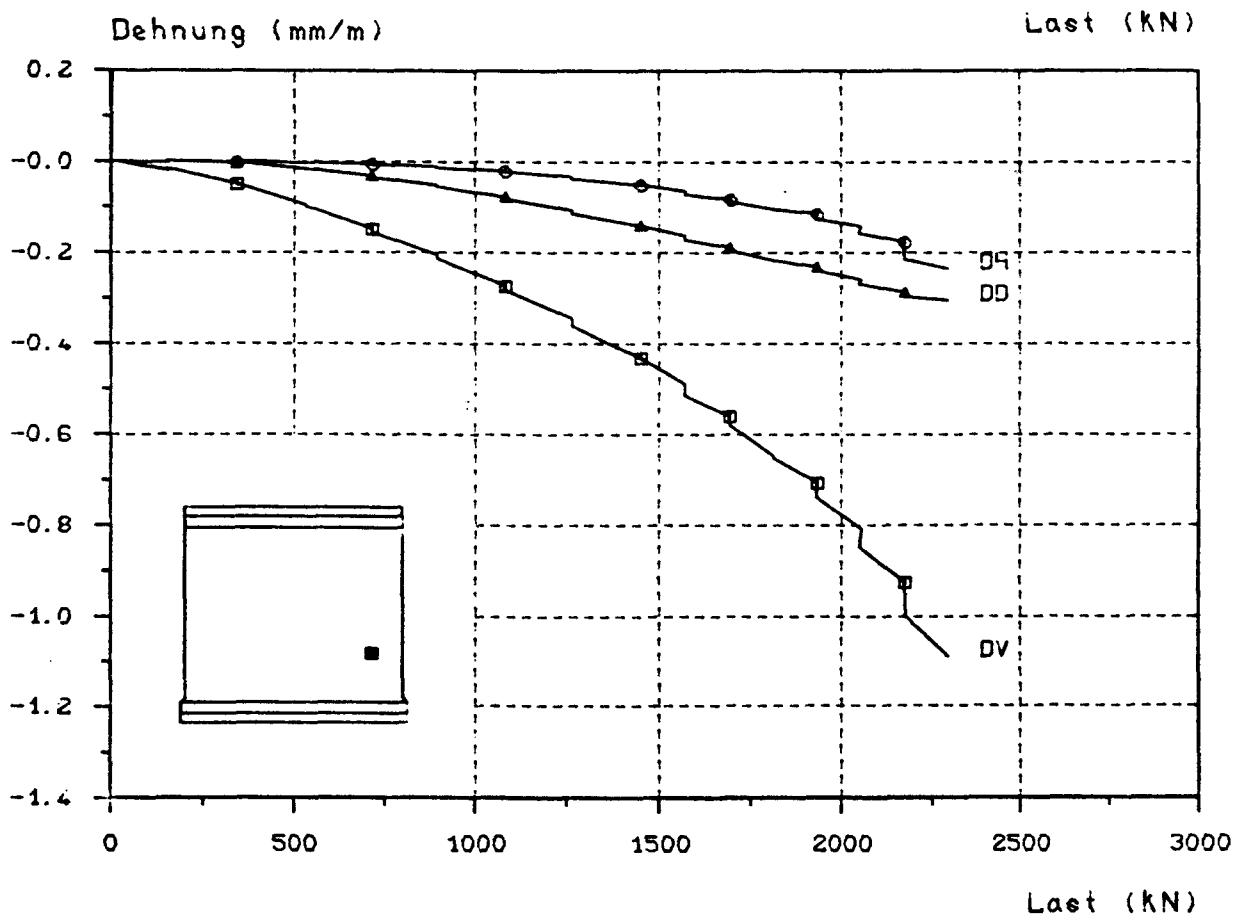
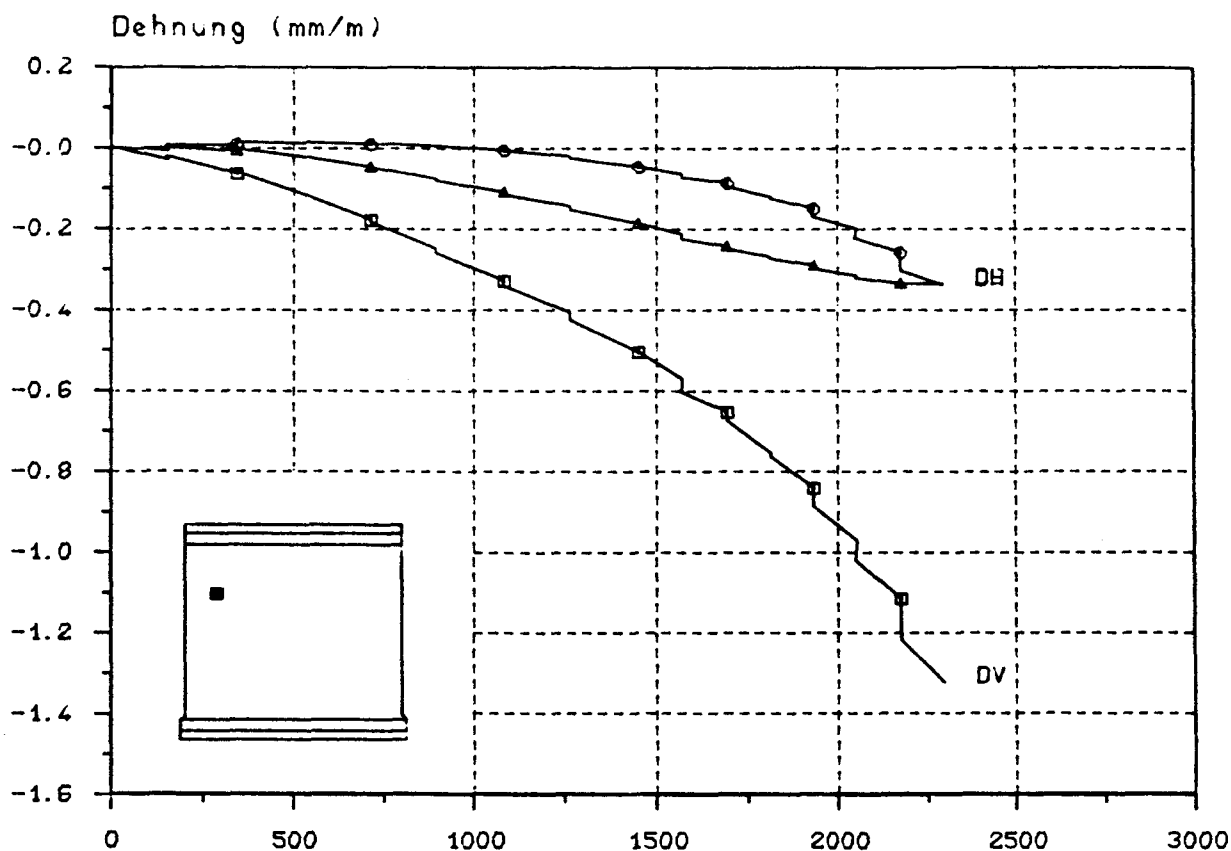
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



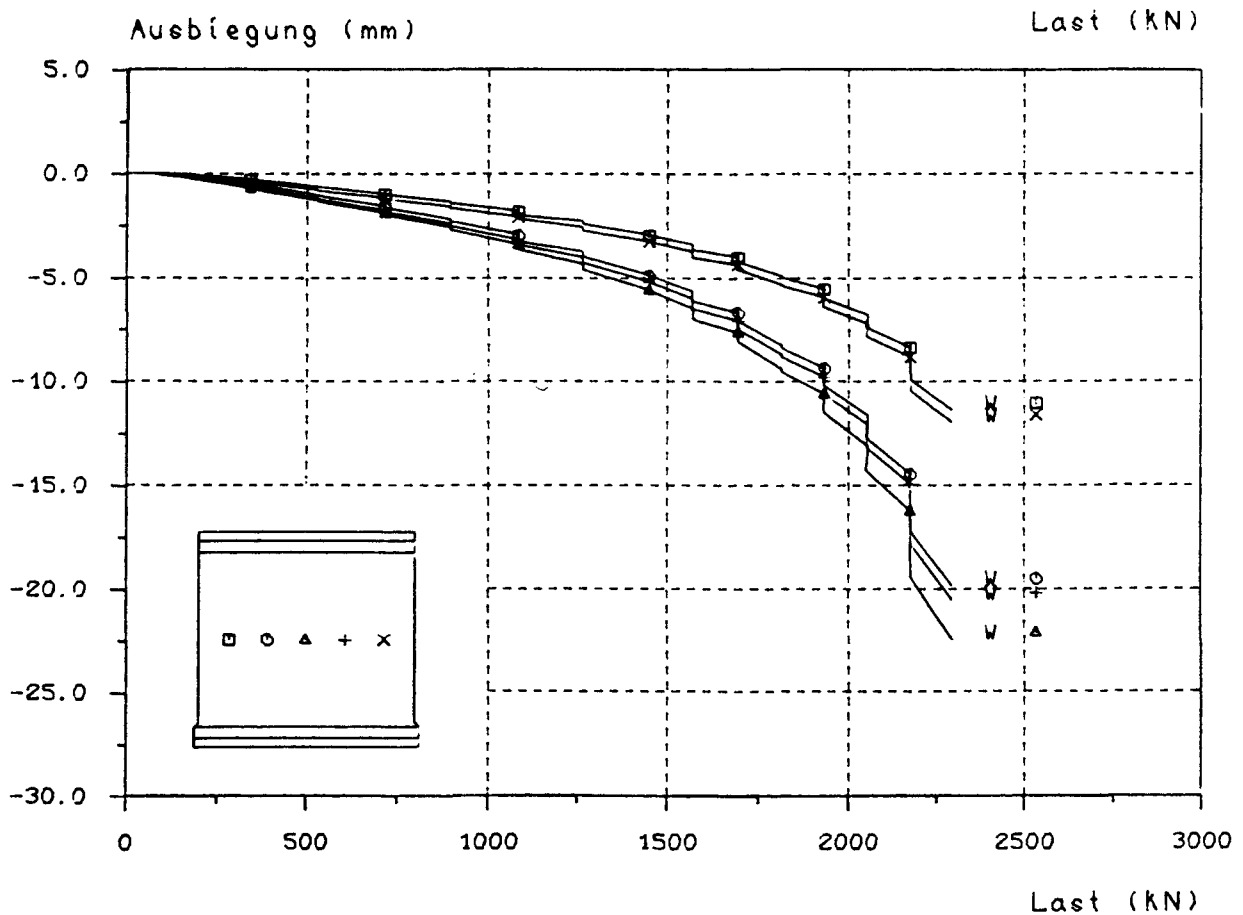
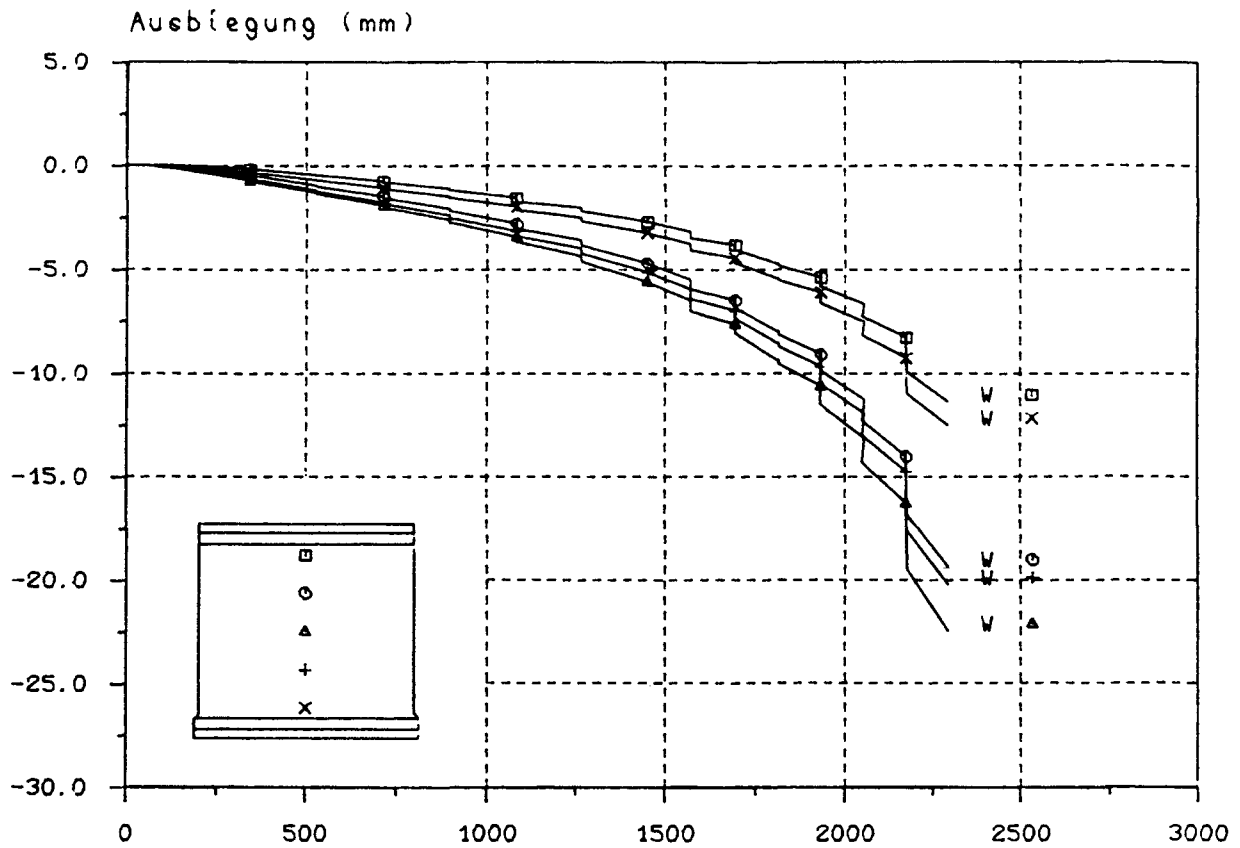
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



Dehnungs - Last - Diagramm

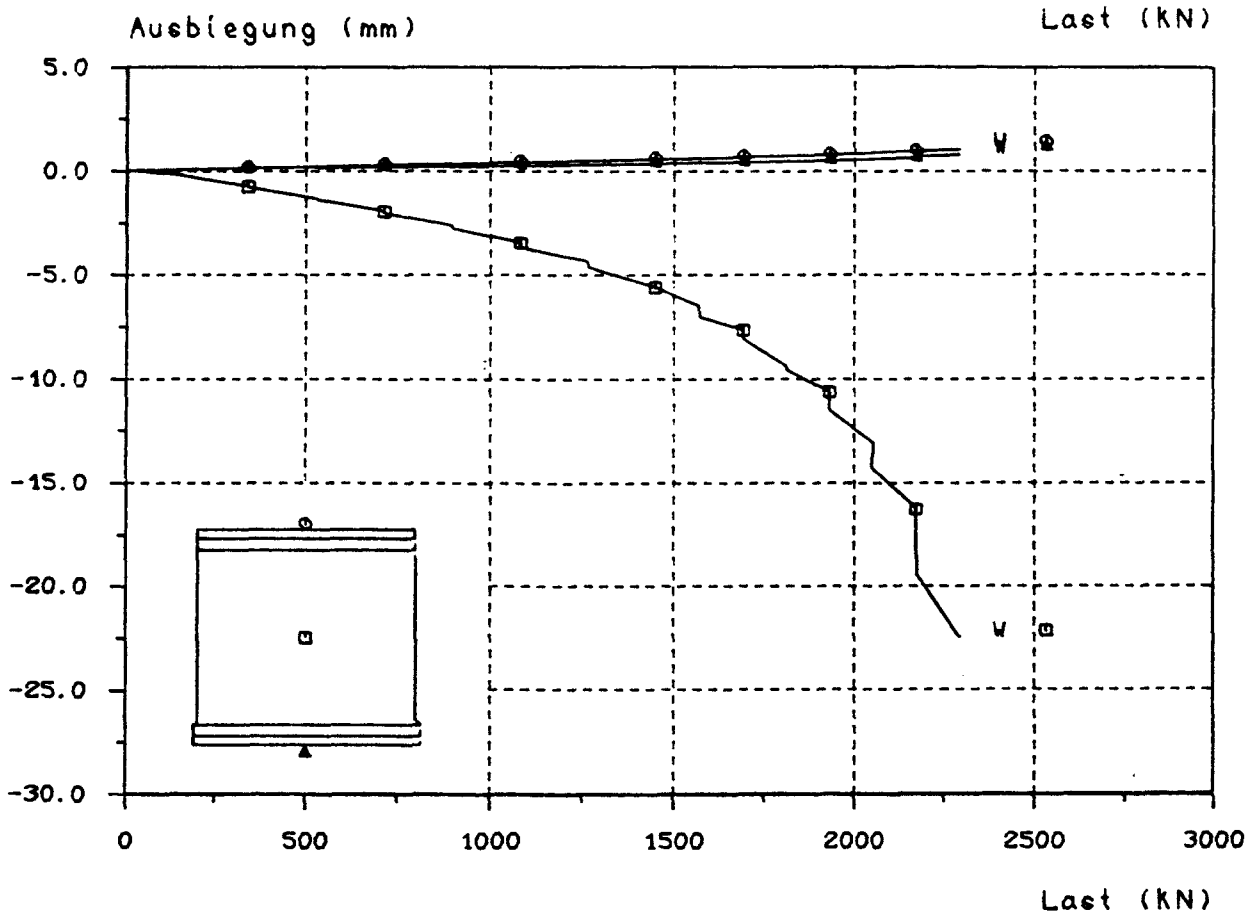
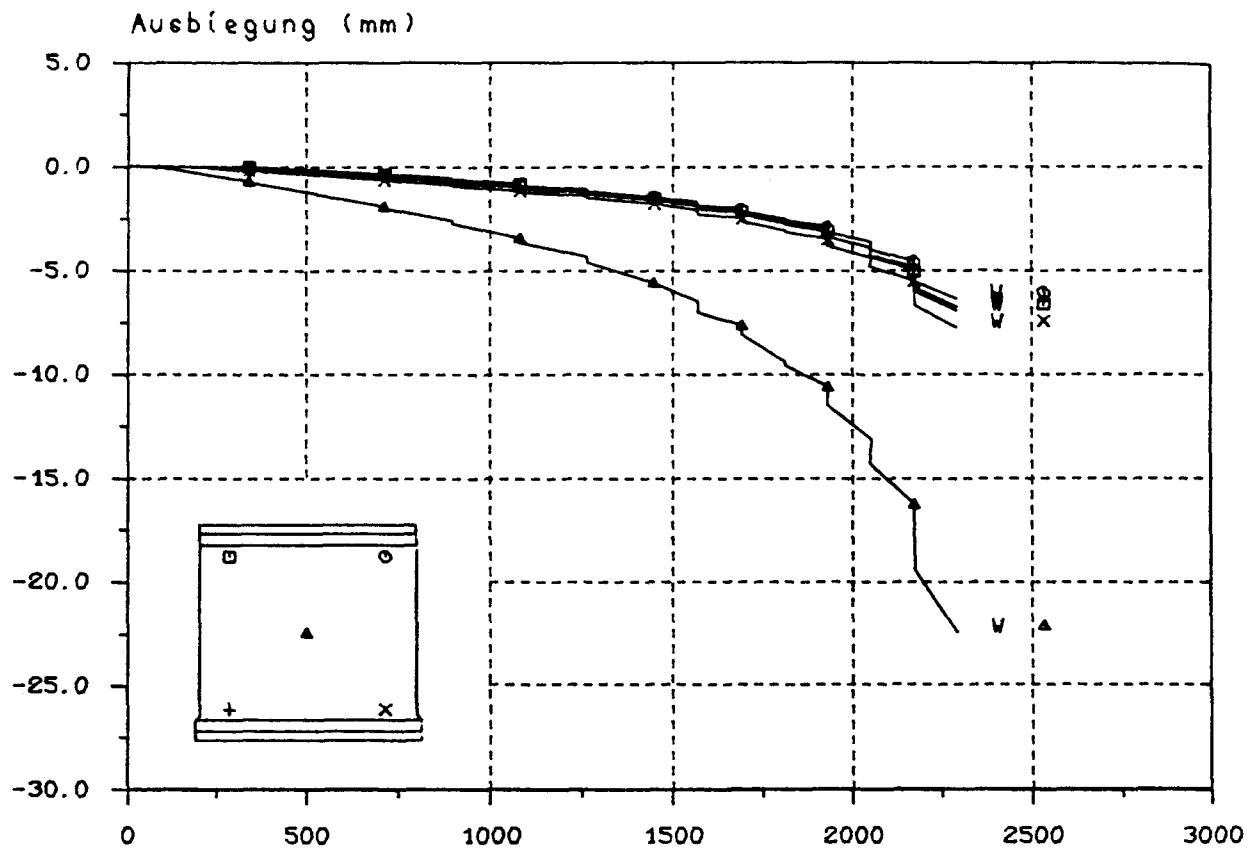
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



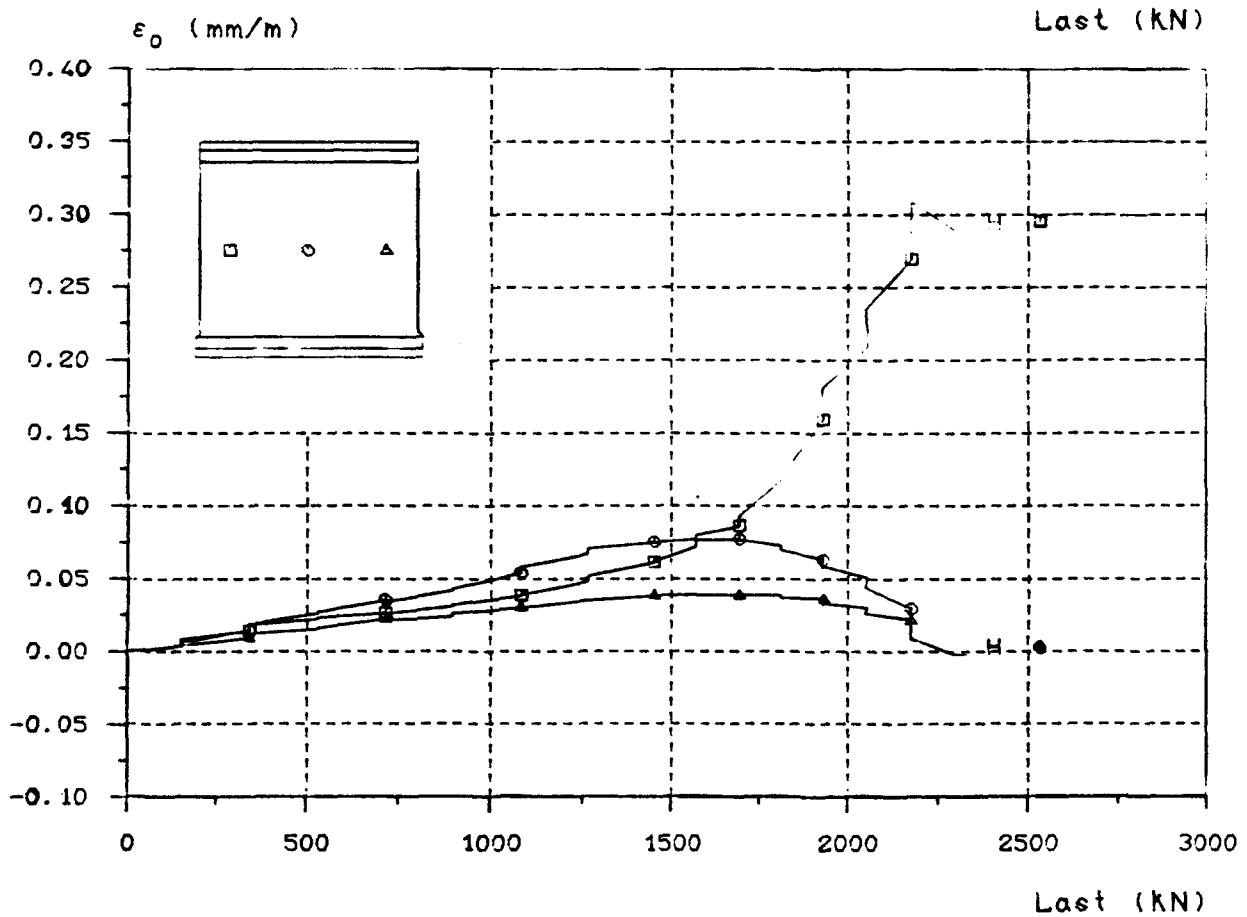
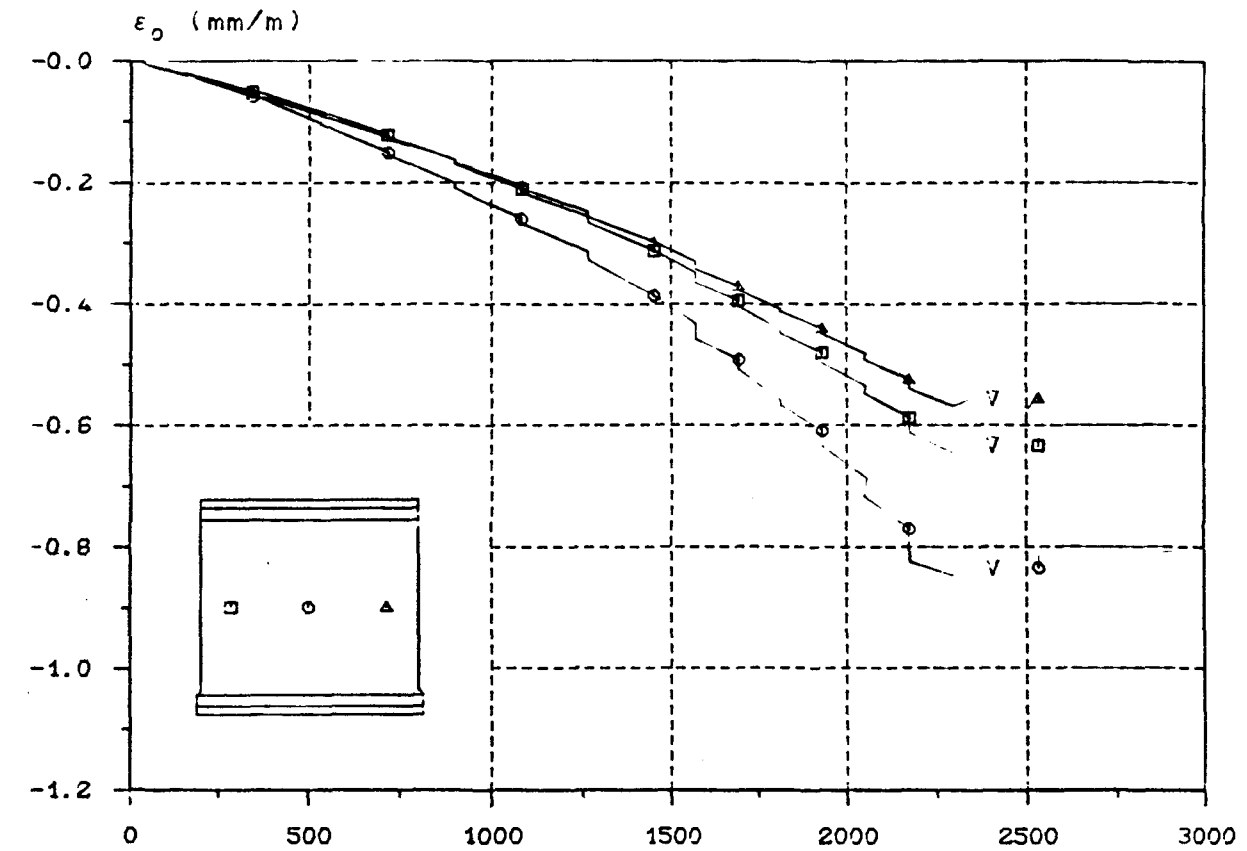
Ausbiegungs - Last - Diagramm

B I L D A 119

Versuchswand W 6



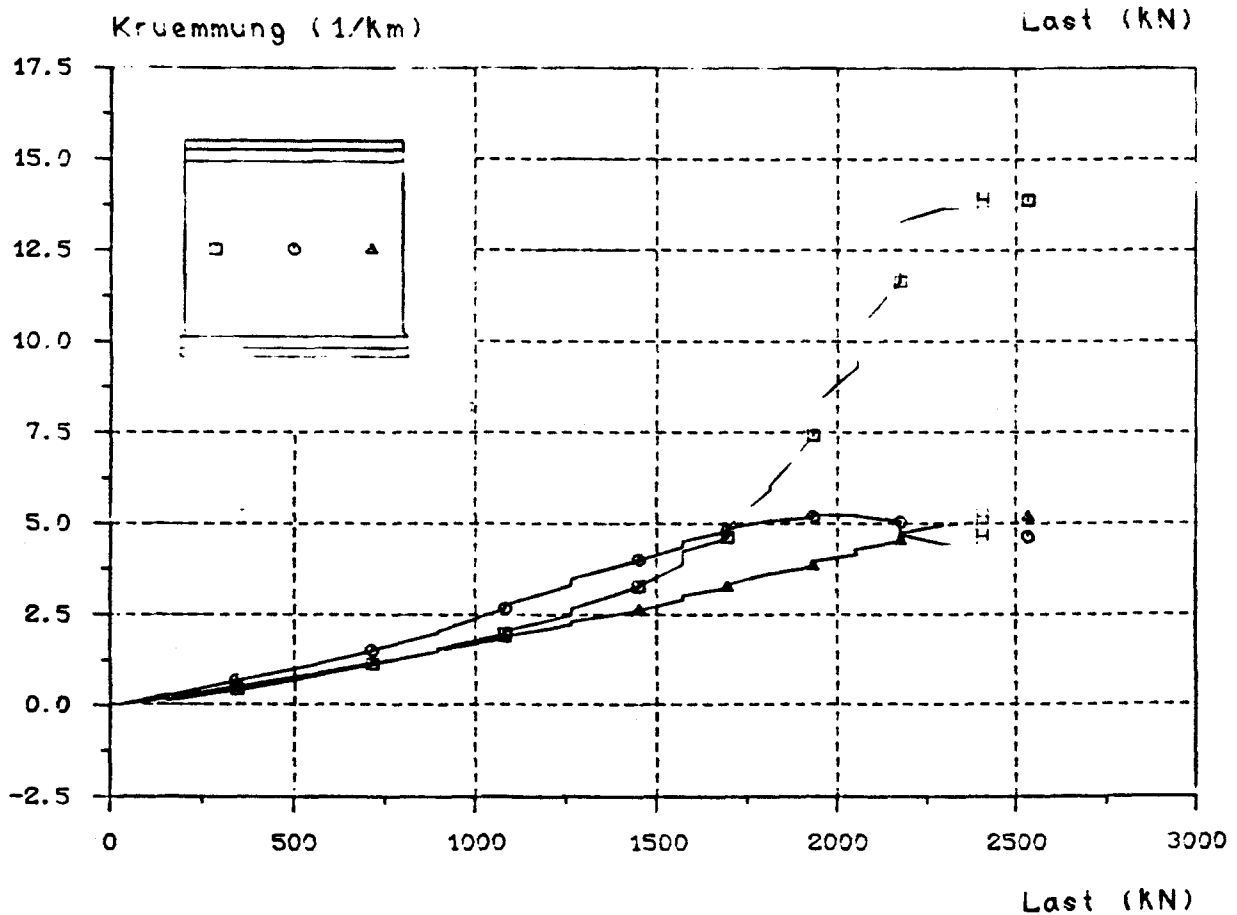
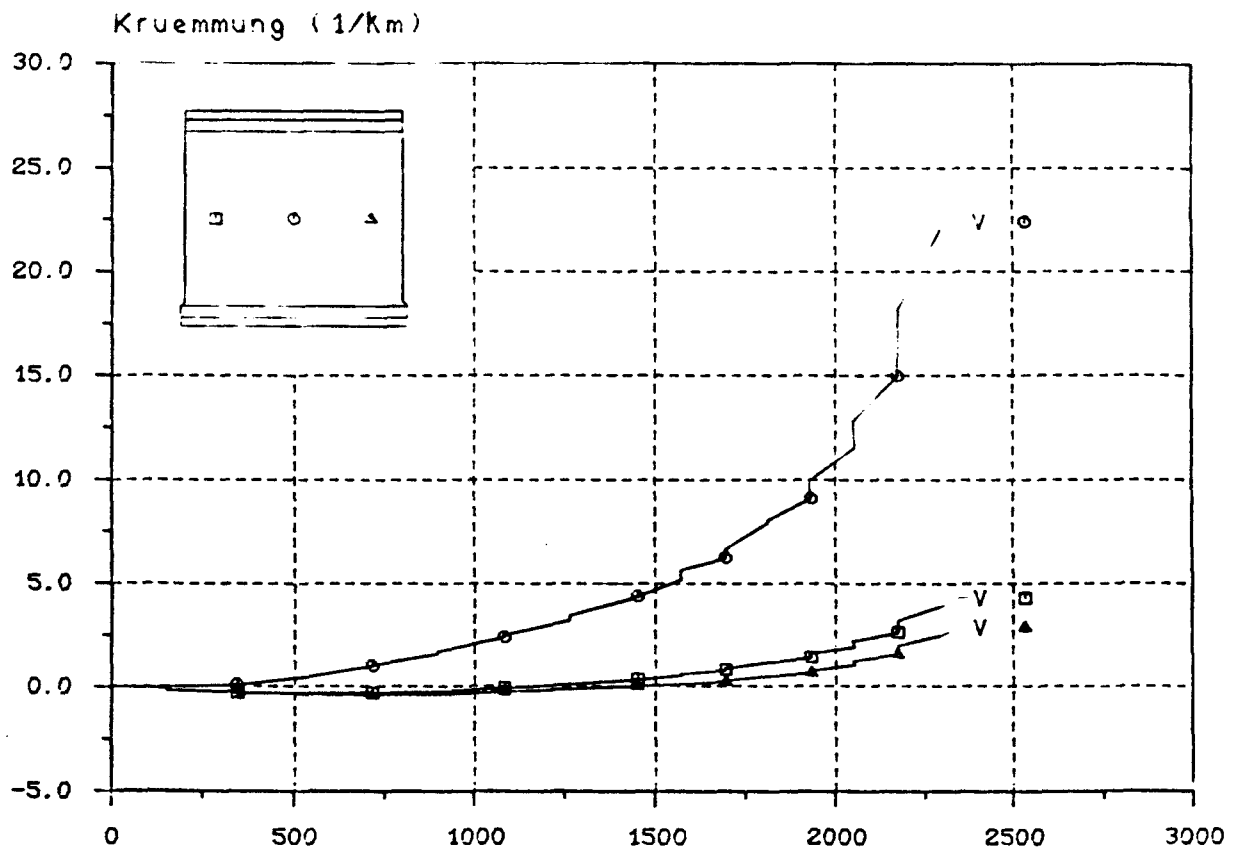
Ausbiegungs - Last - Diagramm



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal





K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



V e r s u c h s w a n d   W 7

4-seitig gelagert

$d = 102,6 \text{ mm}$

$e_k/d = 0,1$

B e t o n

Alter = 30 Tage

$\beta_{WVD} = 25,0 \text{ N/mm}^2$

$\beta_p = 18,0 \text{ N/mm}^2$

$\beta_{BZ} = 2,70 \text{ N/mm}^2$

E-Modul = 22,7 kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

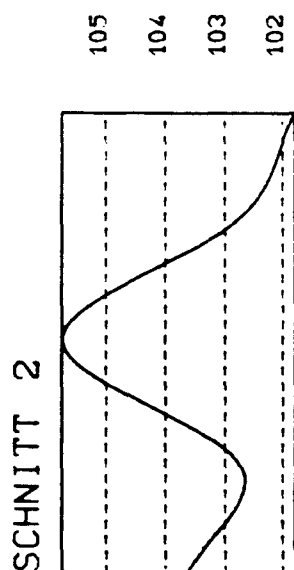
2 Lagermatten R 131

mittig

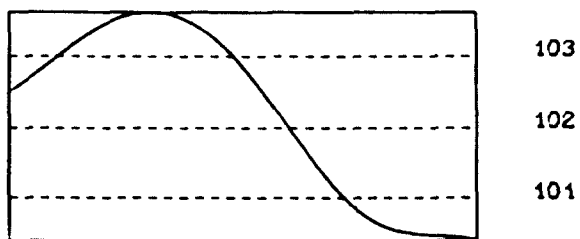
E r g e b n i s

tot  $F_u = 3,480 \text{ MN}$

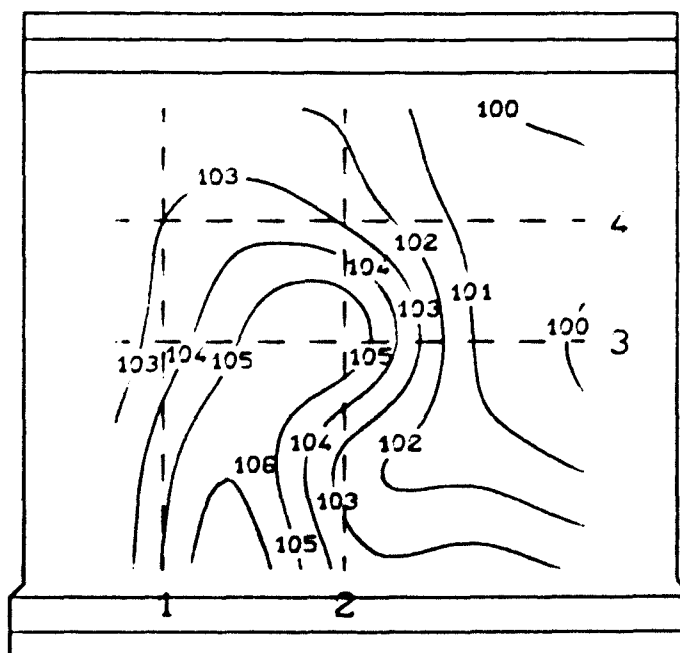
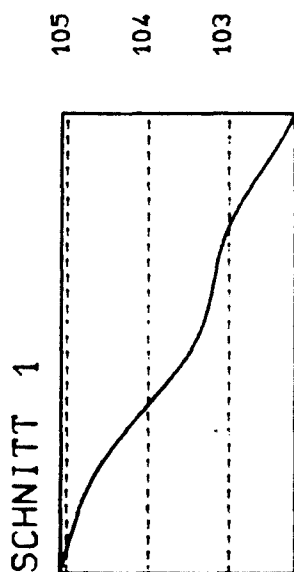
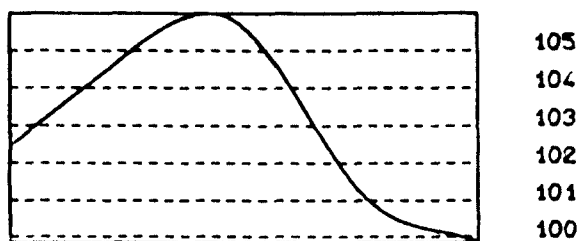




SCHNITT 4

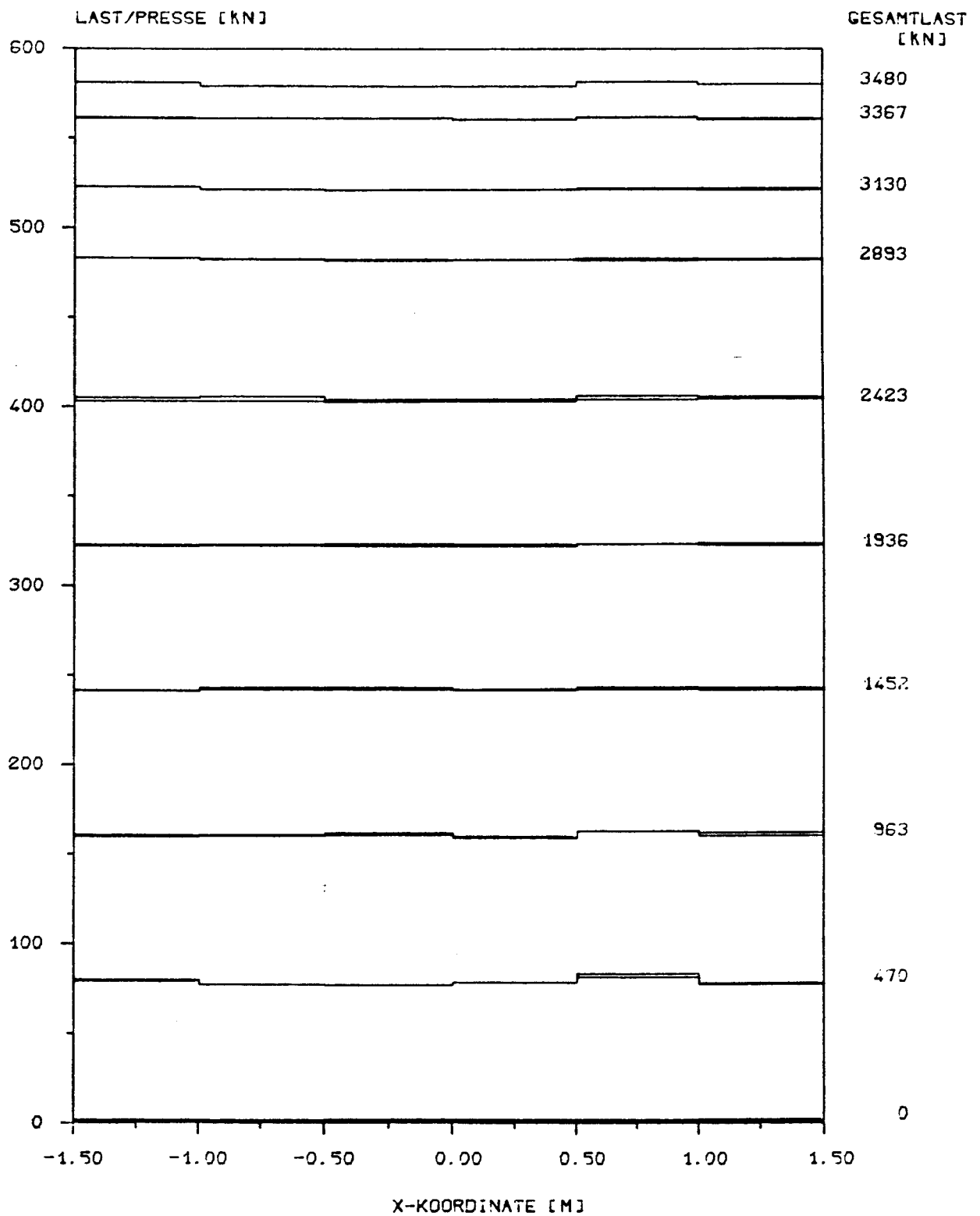


SCHNITT 3



Linien gleicher Wanddicken

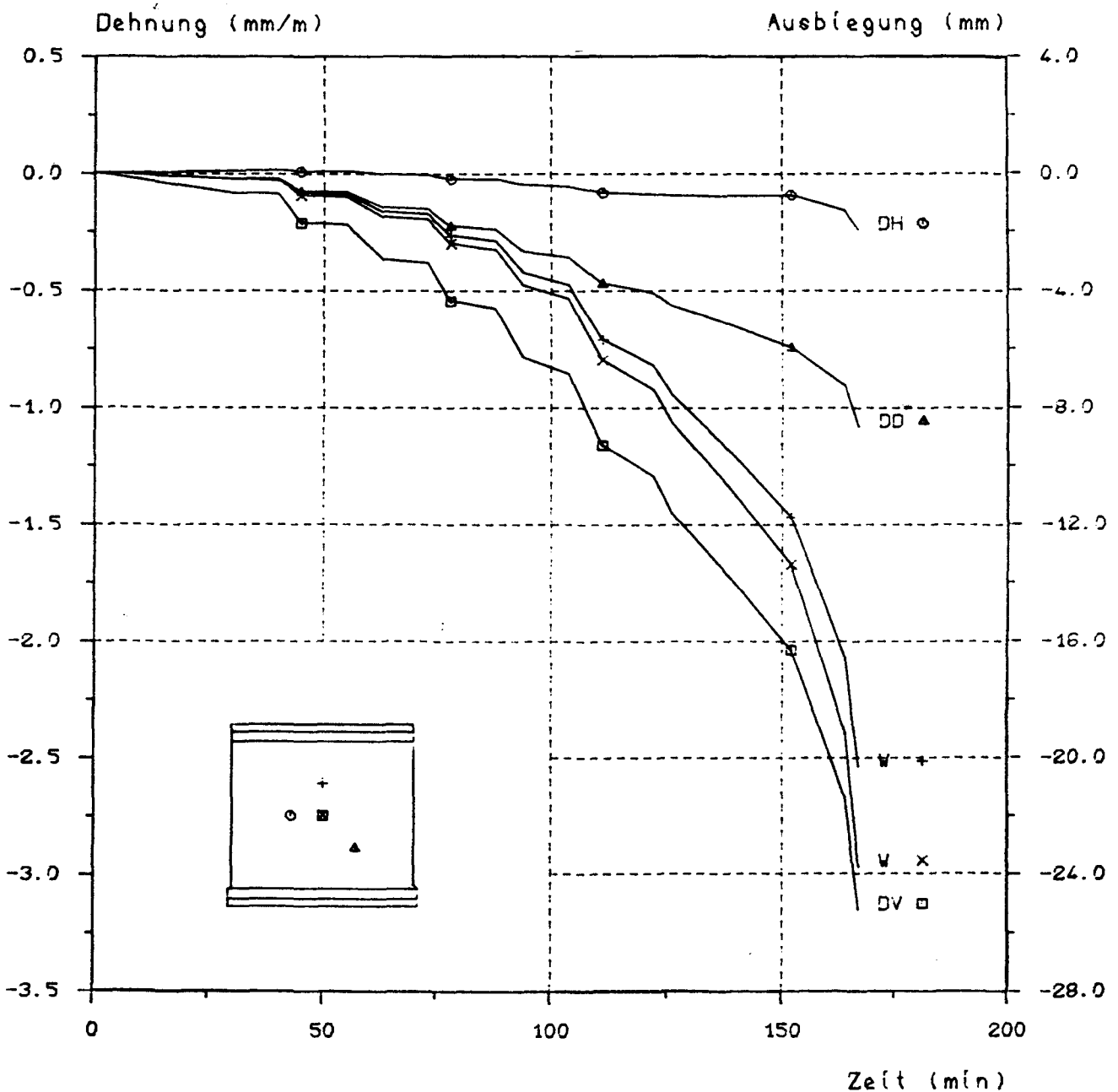
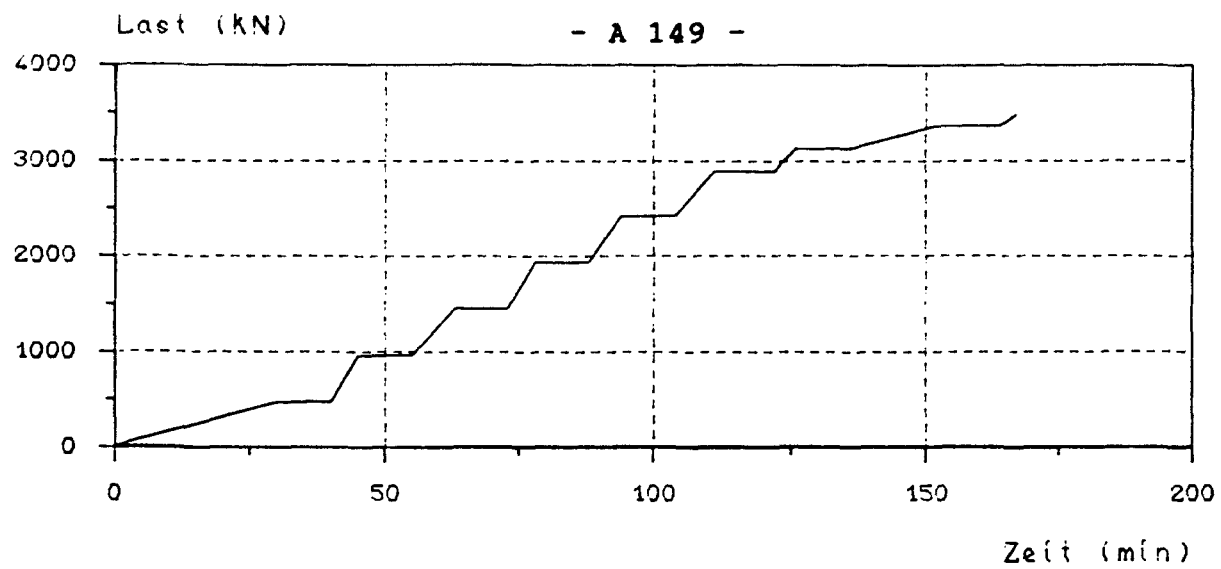
Wandtopologie



Pressendruckverteilung

B I L D A 124

Versuchswand W 7



Last - Zeit - bzw. Verformungs - Zeit - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, W = Ausbiegung

B I L D A 125

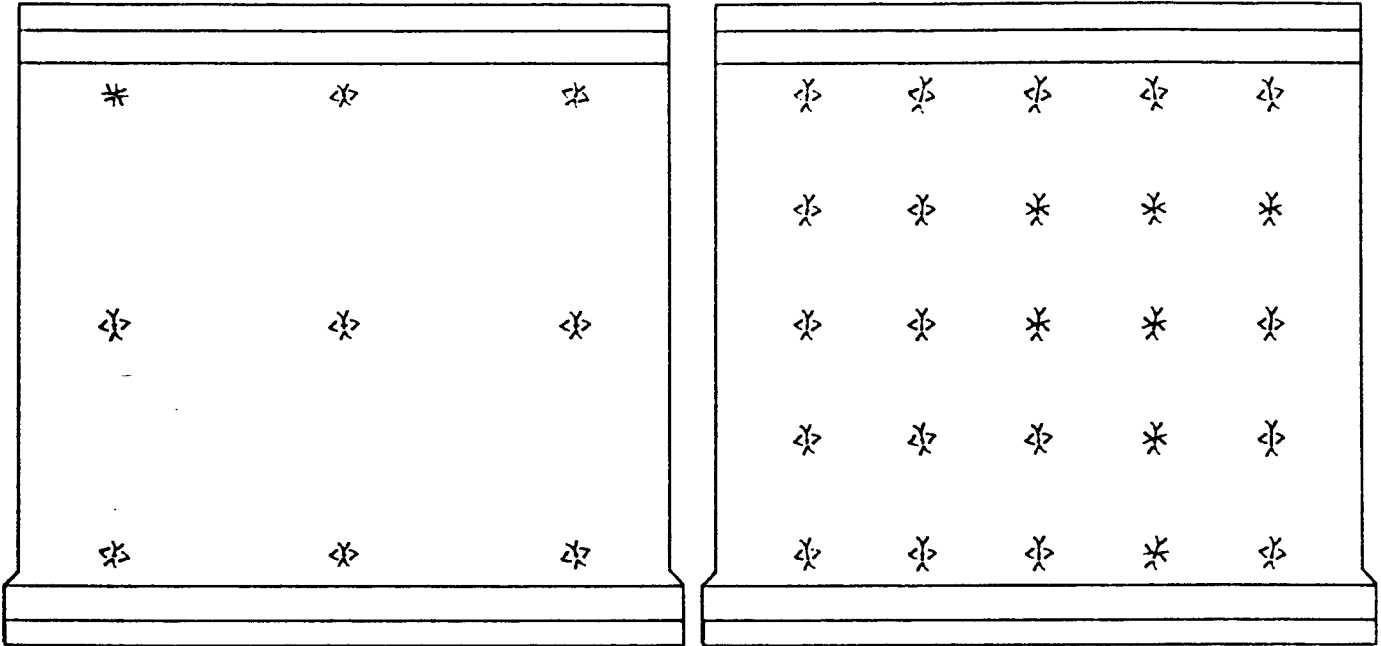
Versuchswand W 7

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

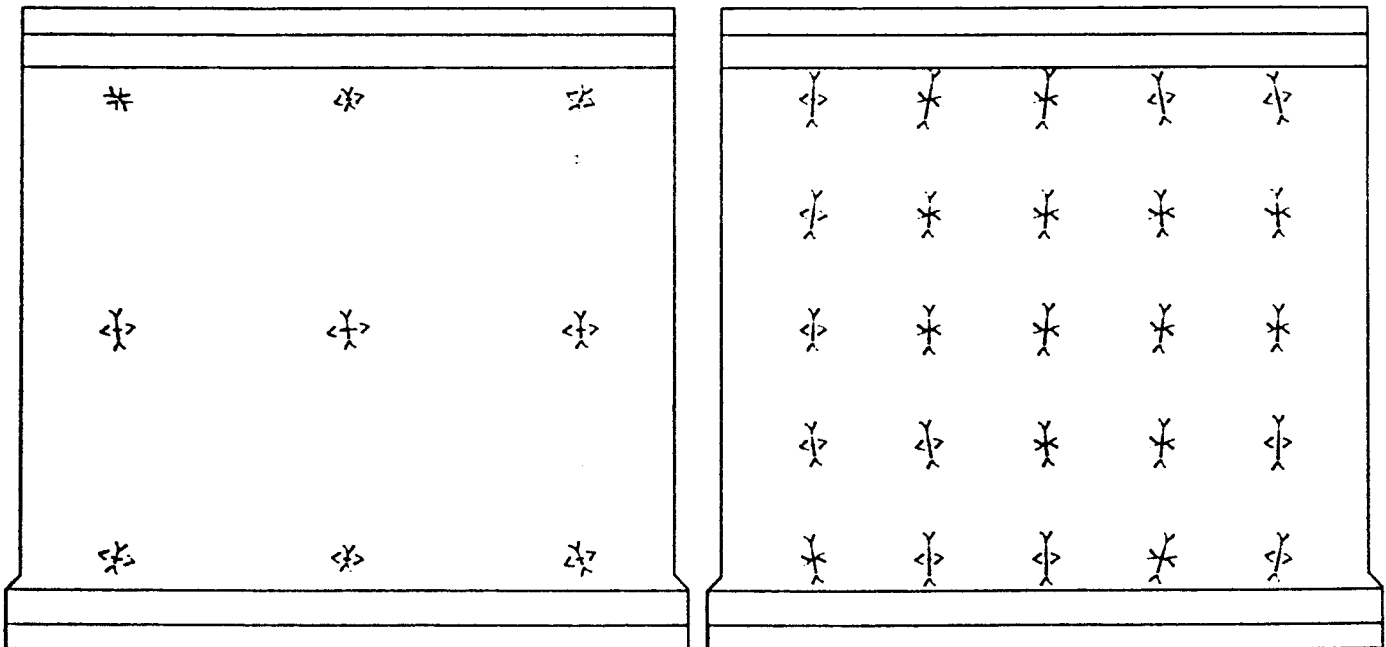
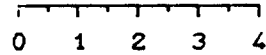
Zugseite

Last = 960 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1934 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 126

Versuchswand W 7

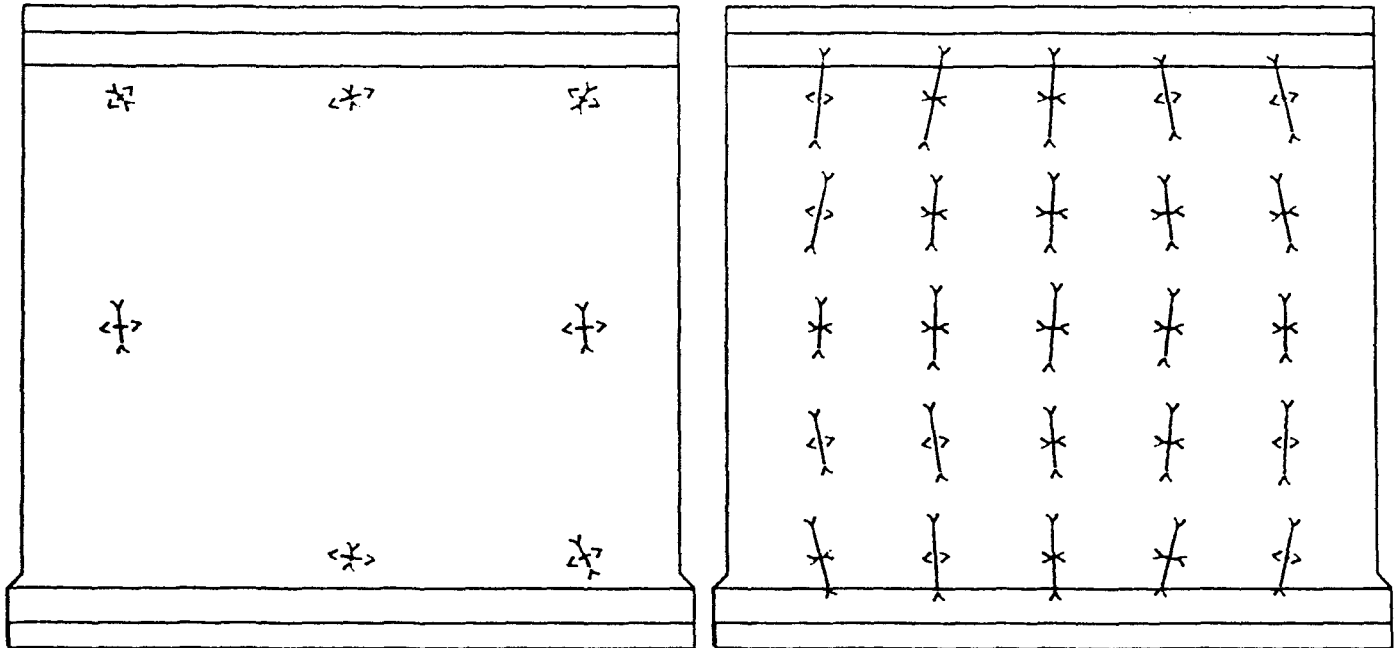


# A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

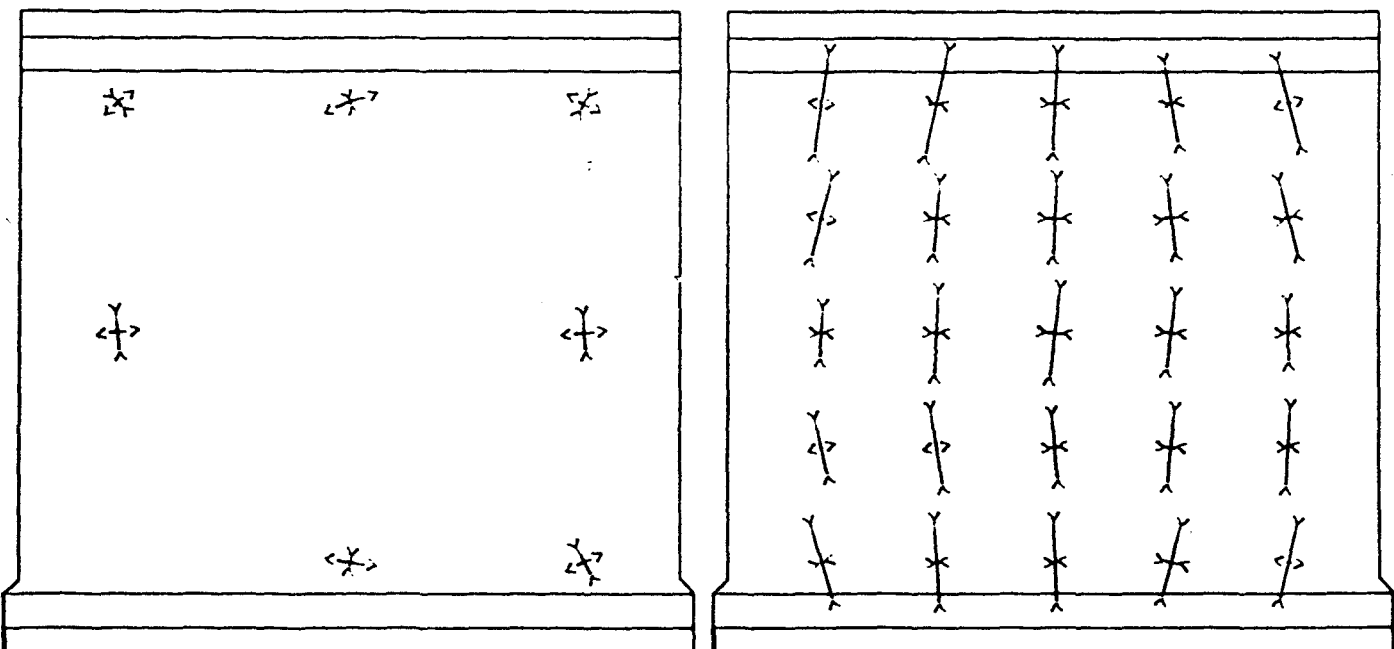
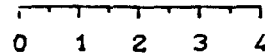
Zugseite

Last = 2892 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 3129 kN

Druckseite

## H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 127

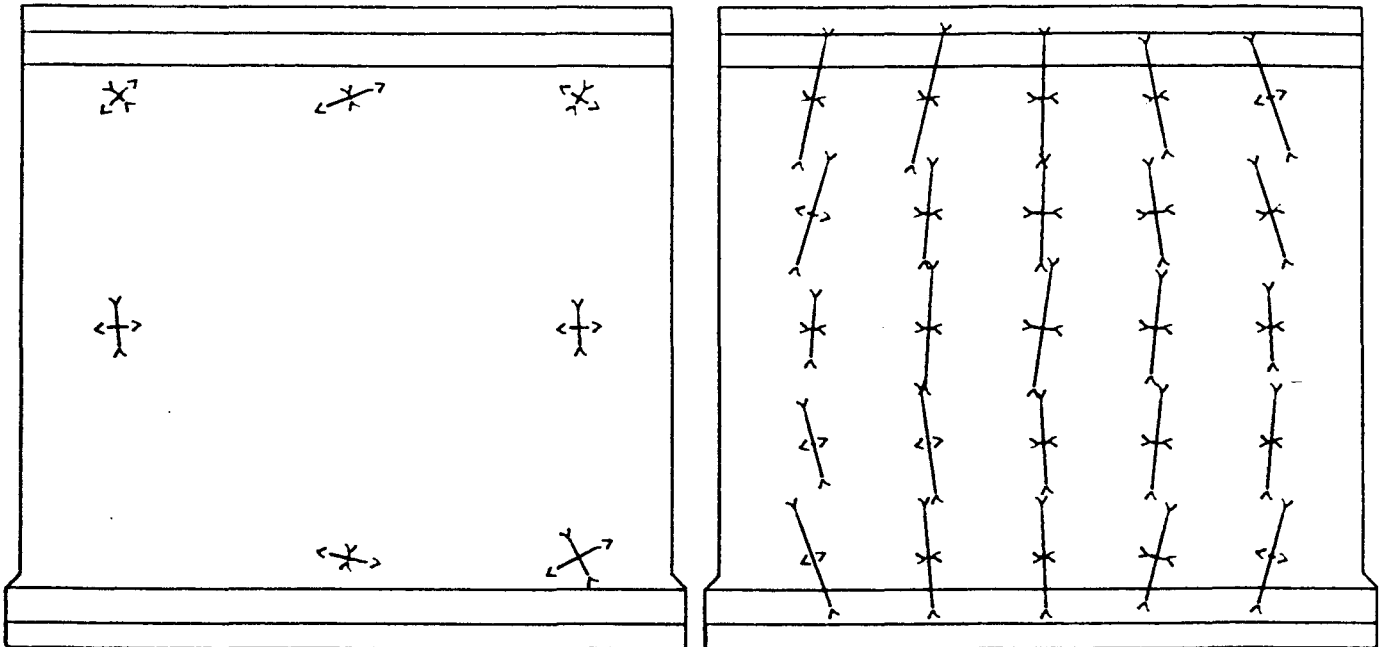
Versuchswand W 7

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 3366 kN

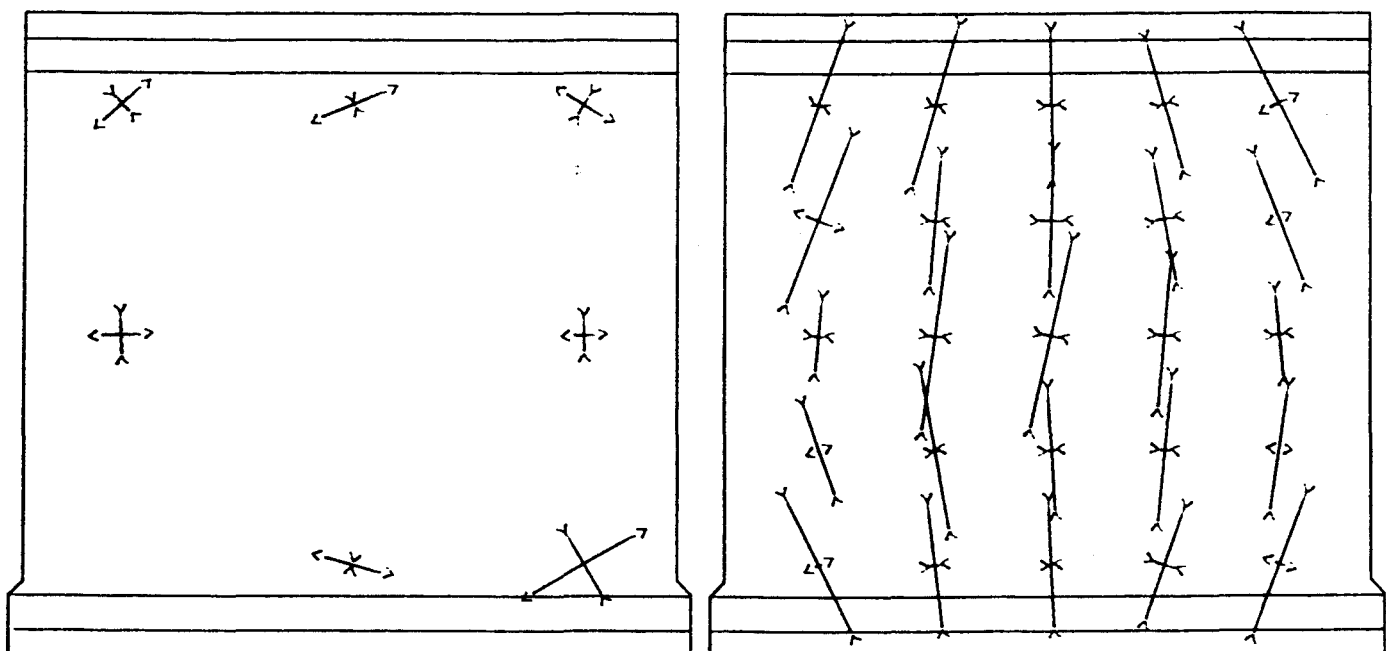
Druckseite



Zugseite

Last = 3480 kN

Druckseite



H a u p t d e h n u n g e n

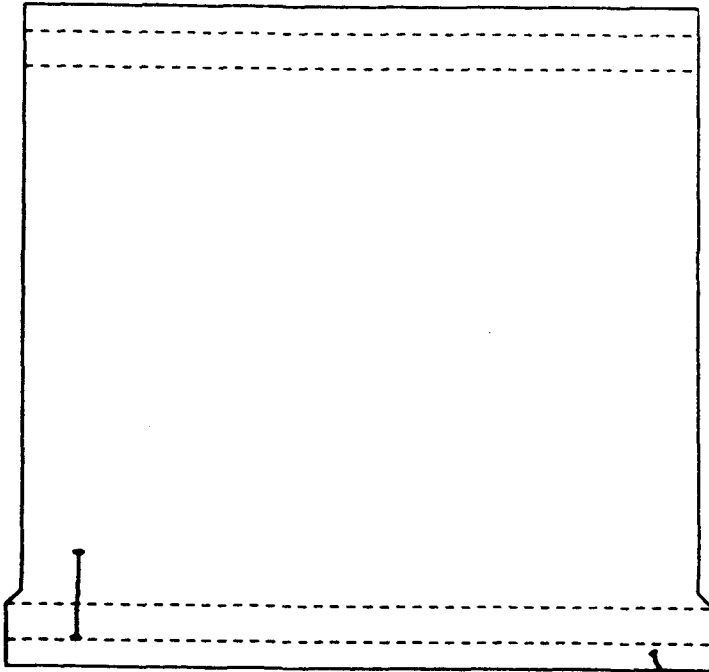
B I L D   A 128

Versuchswand W 7

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

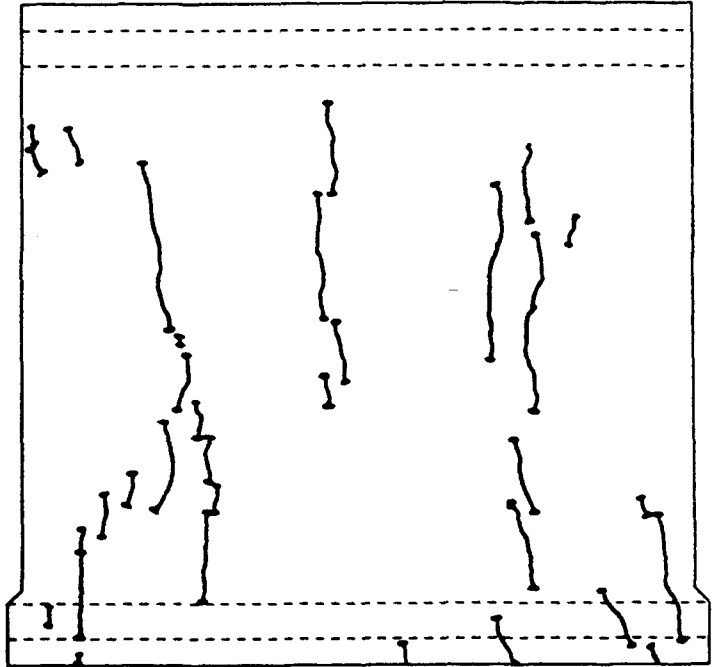
Laststufe 6

Last = 2892 kN



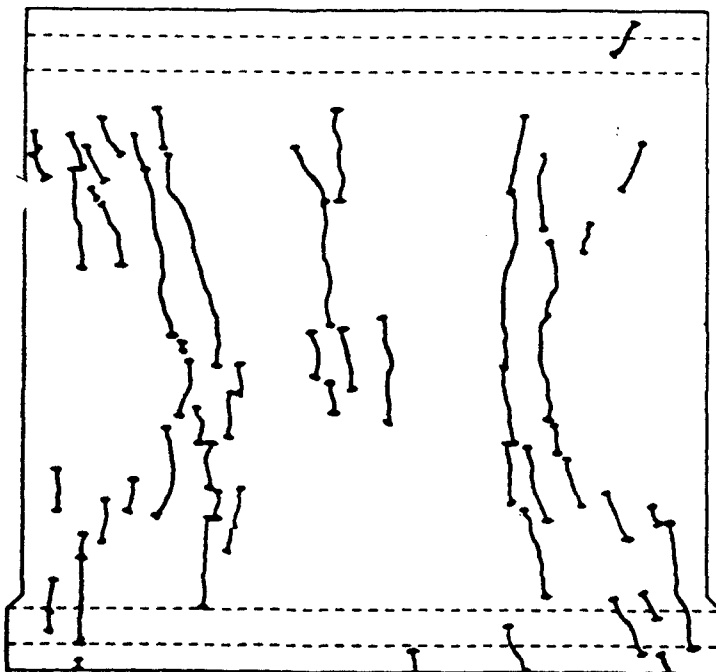
Laststufe 7

Last = 3129 kN



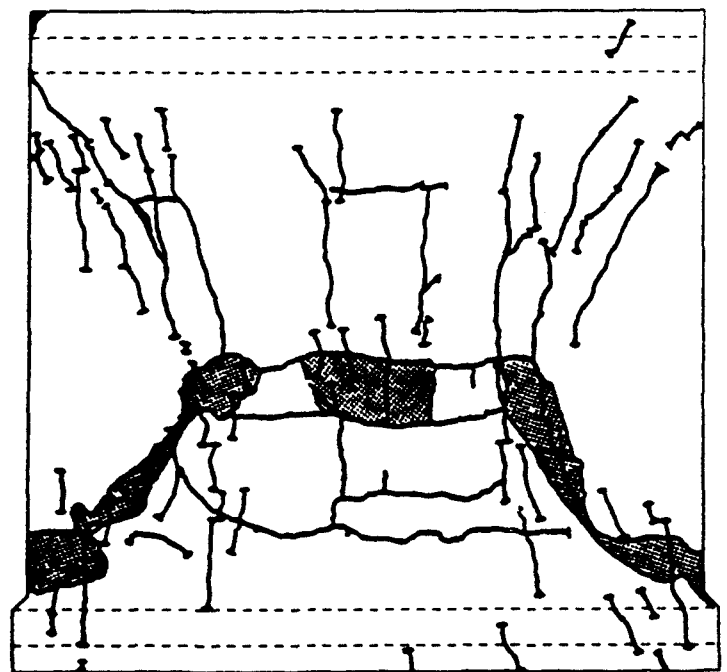
Laststufe 8

Last = 3366 kN



Laststufe 9

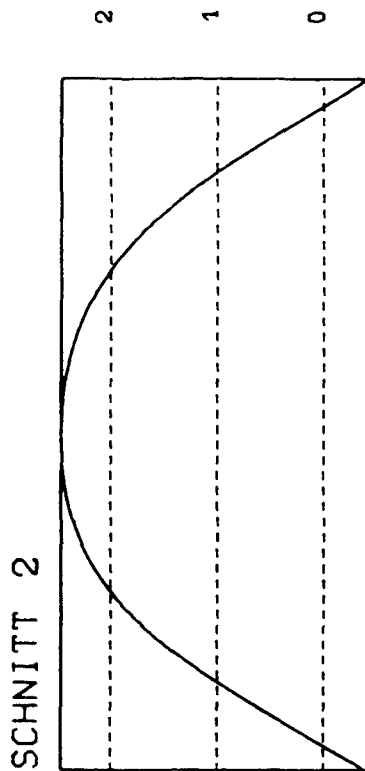
Last = 3480 kN



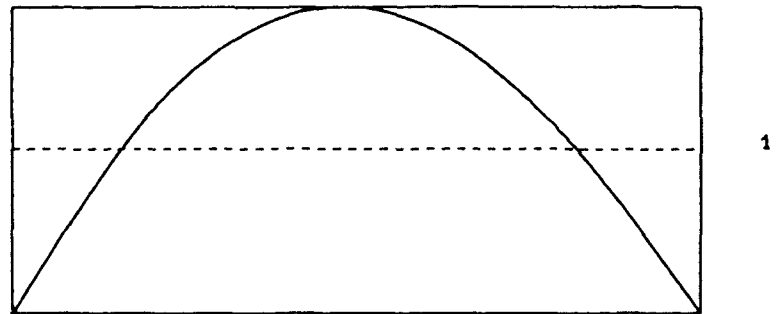
R i ß b i l d e r   d e r   Z u g s e i t e

B I L D   A   1 2 9

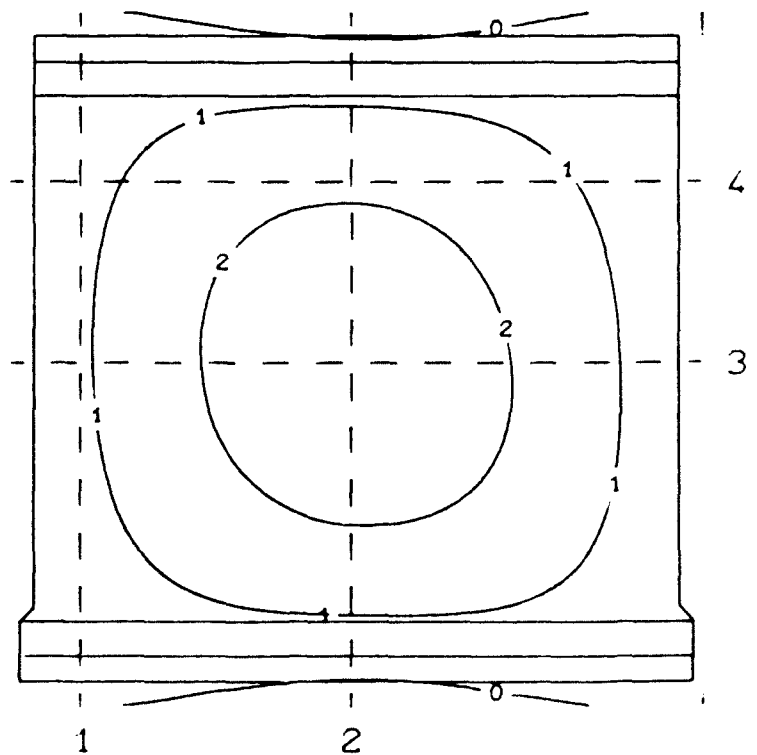
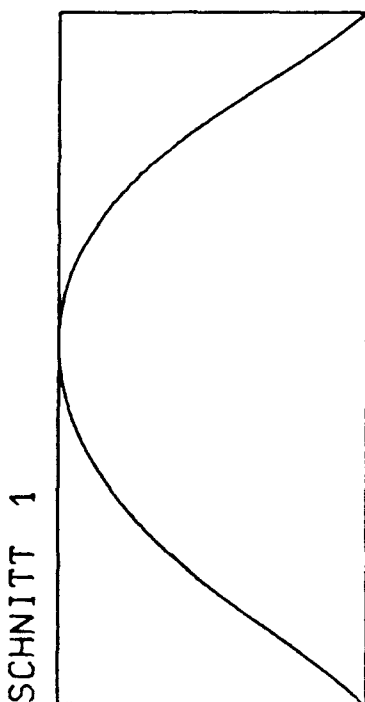
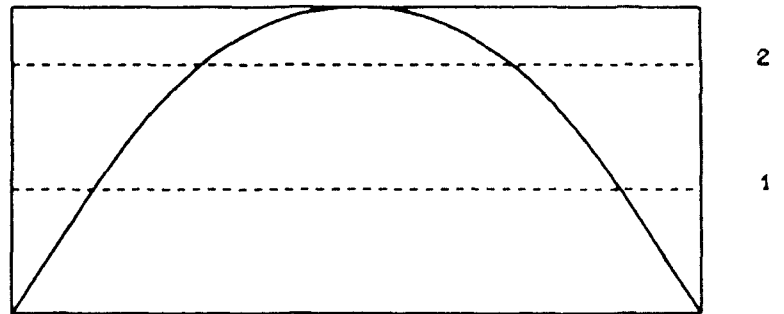
Versuchswand W 7



SCHNITT 4

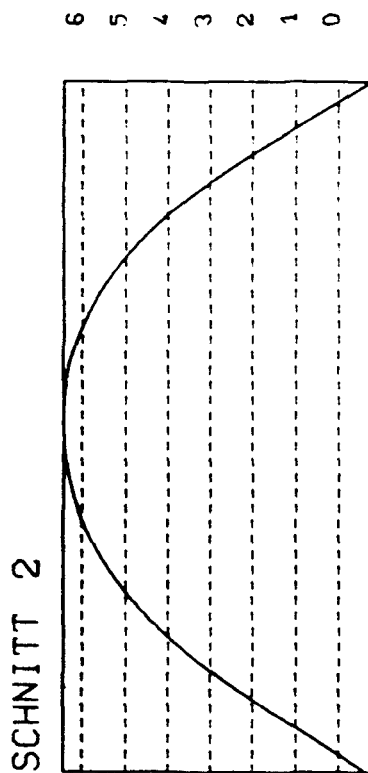


SCHNITT 3

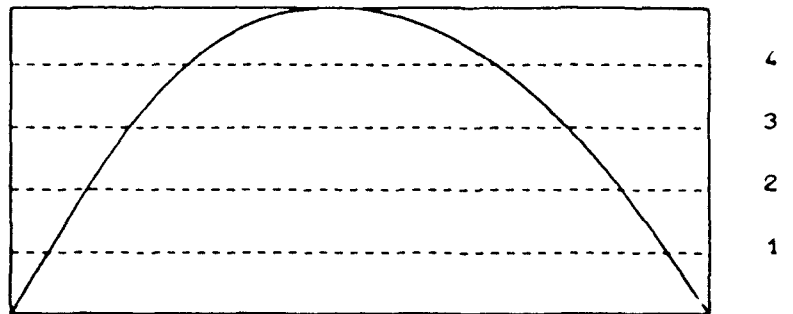


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

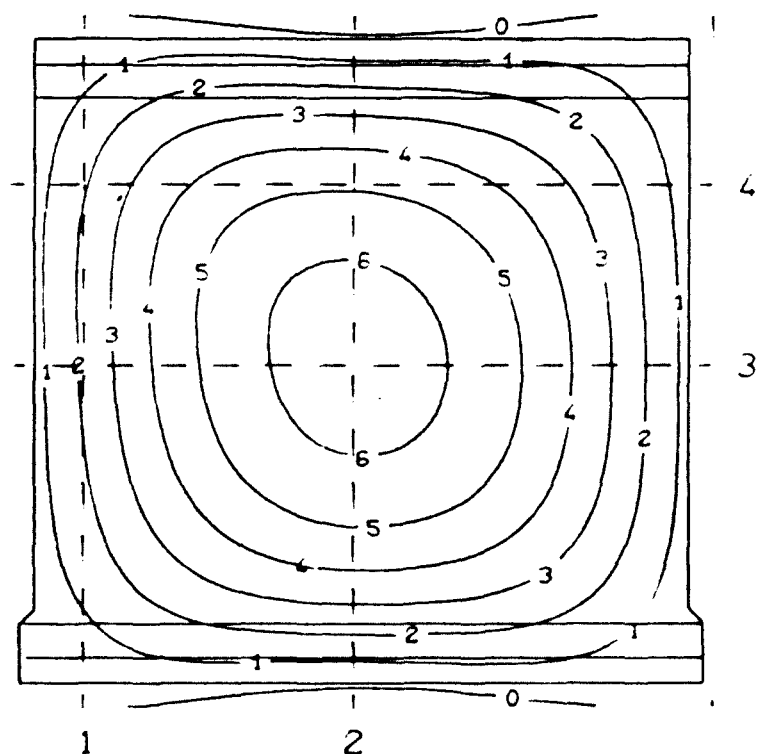
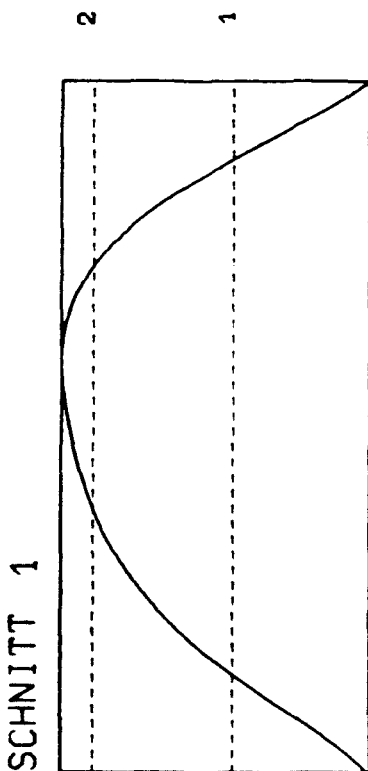
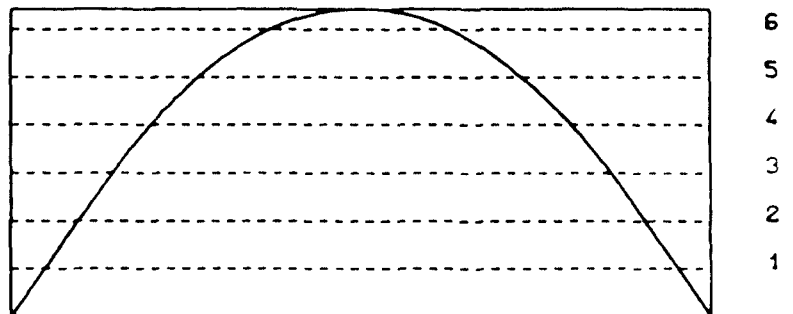
Last = 1934 kN



SCHNITT 4

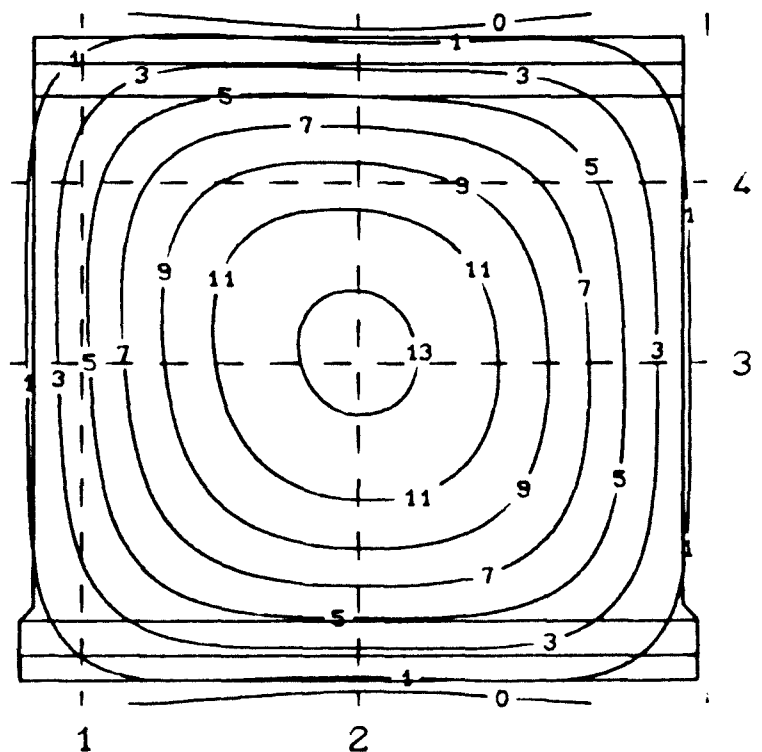
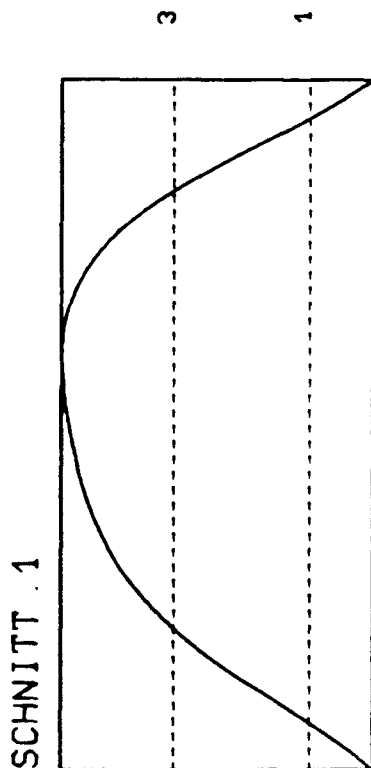
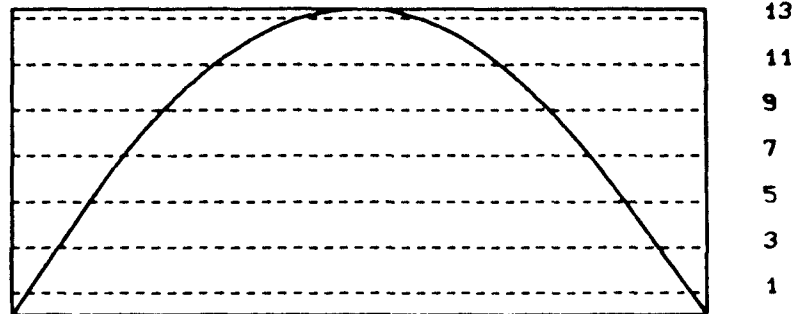
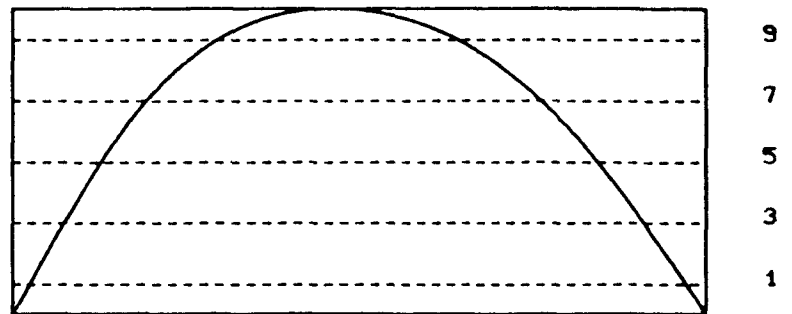
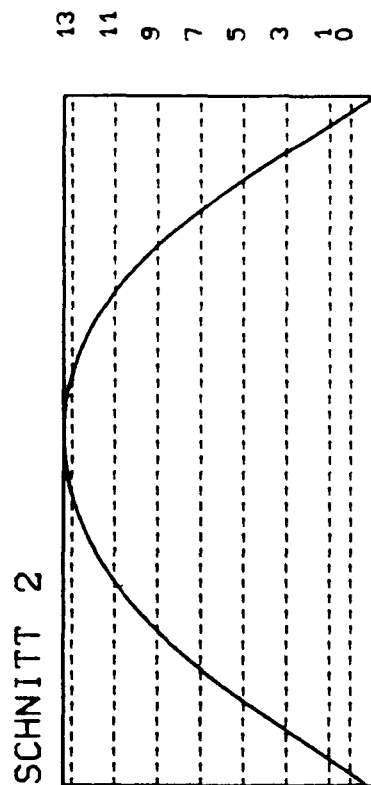


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2892 kN

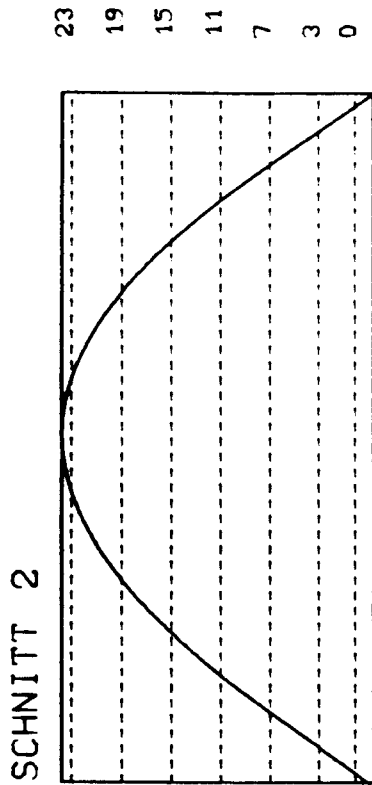


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

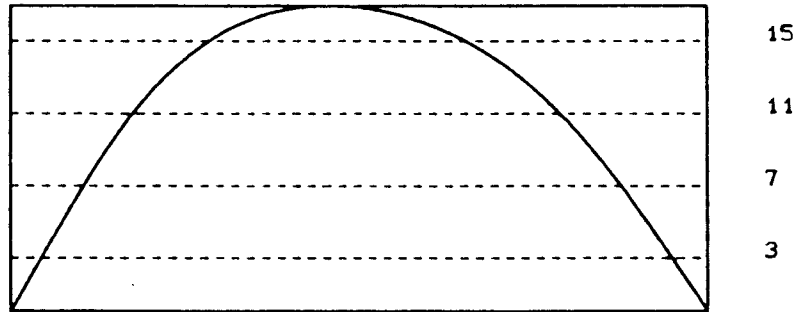
**Last = 3366 kN**

**B I L D   A 132**

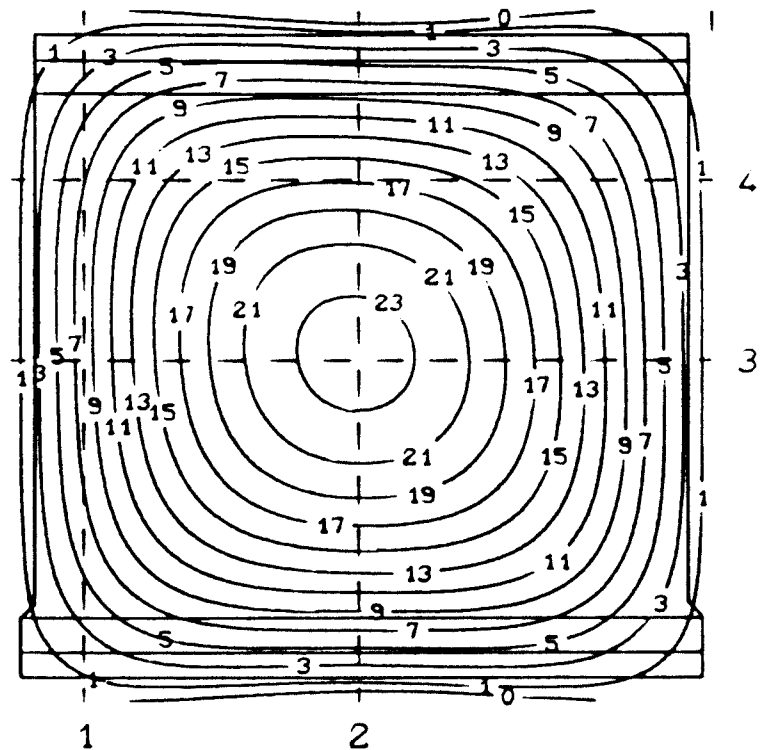
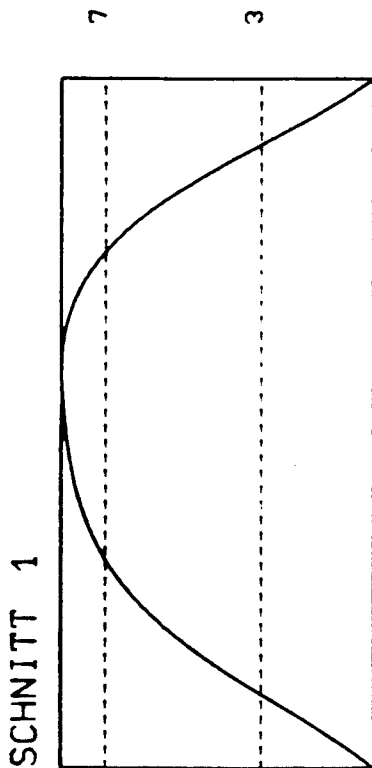
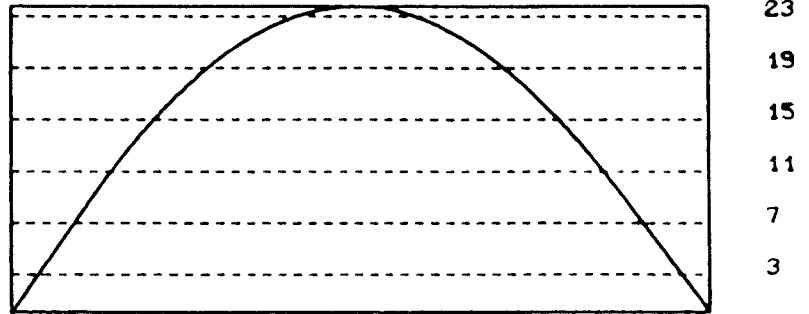
**Versuchswand W 7**



SCHNITT 4

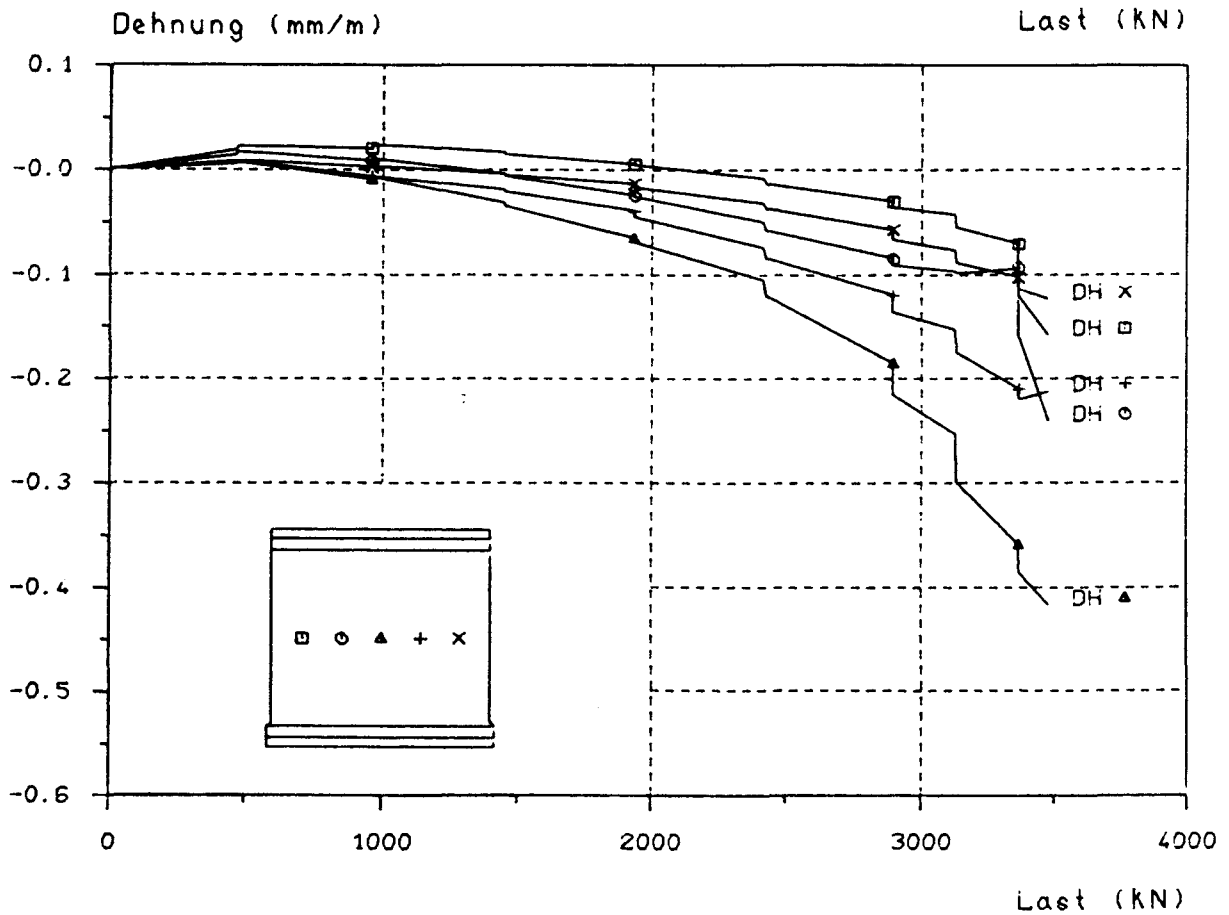
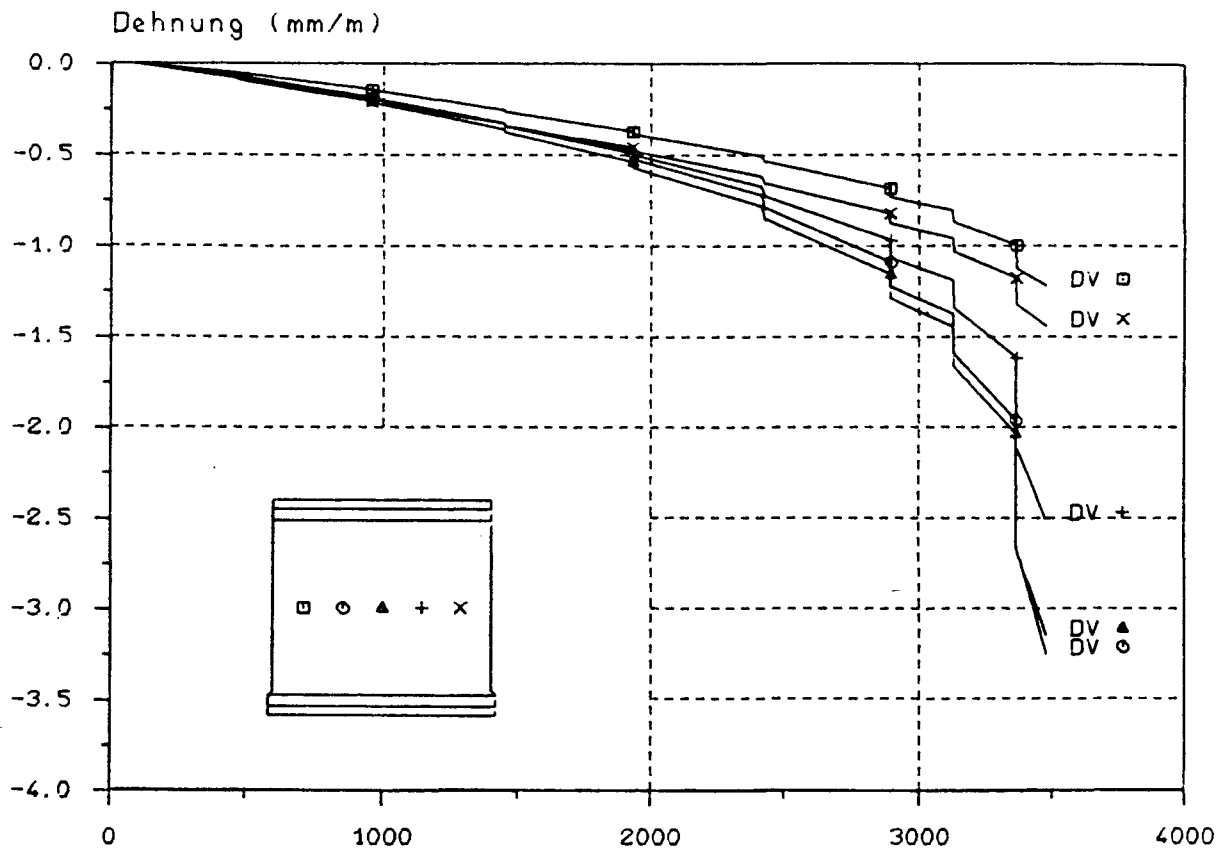


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 3480 kN



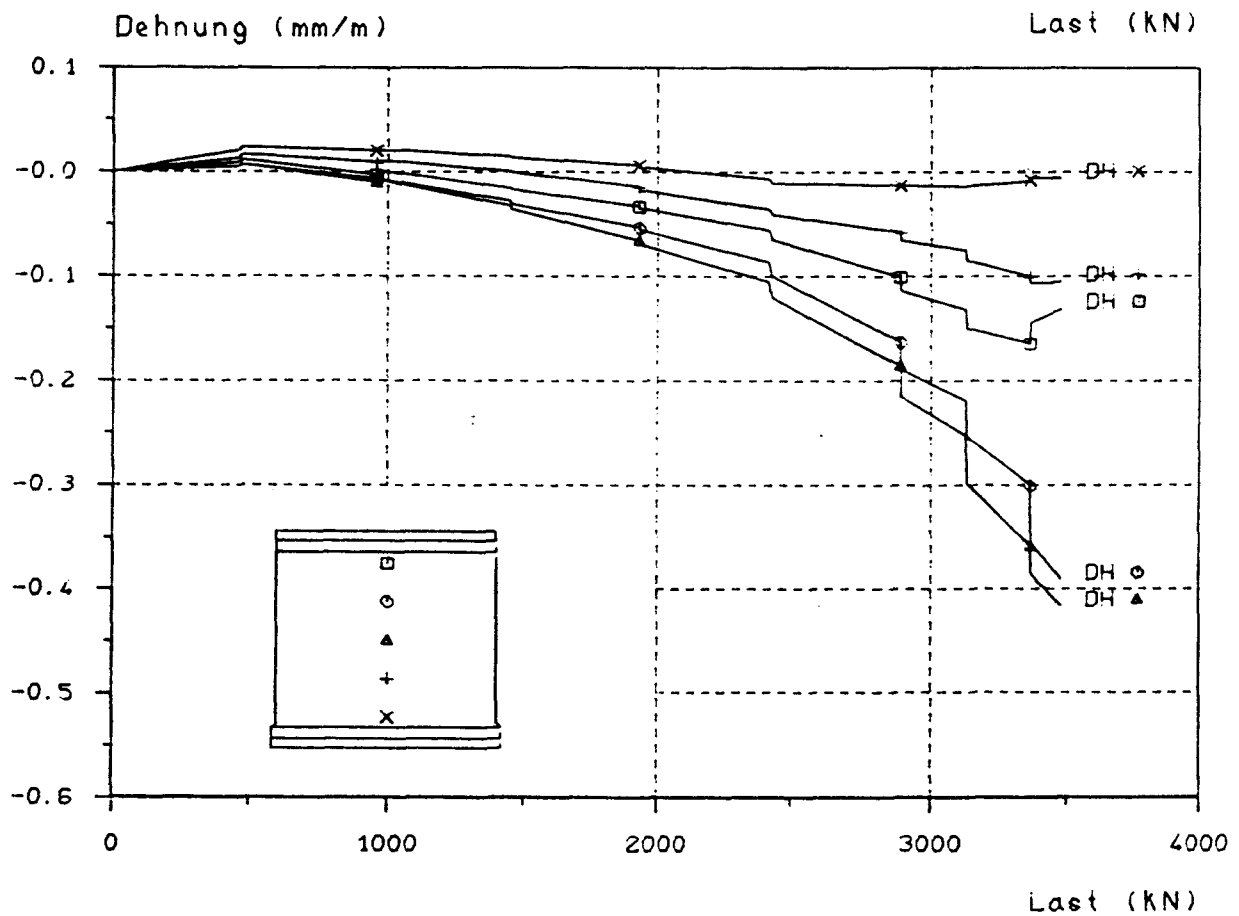
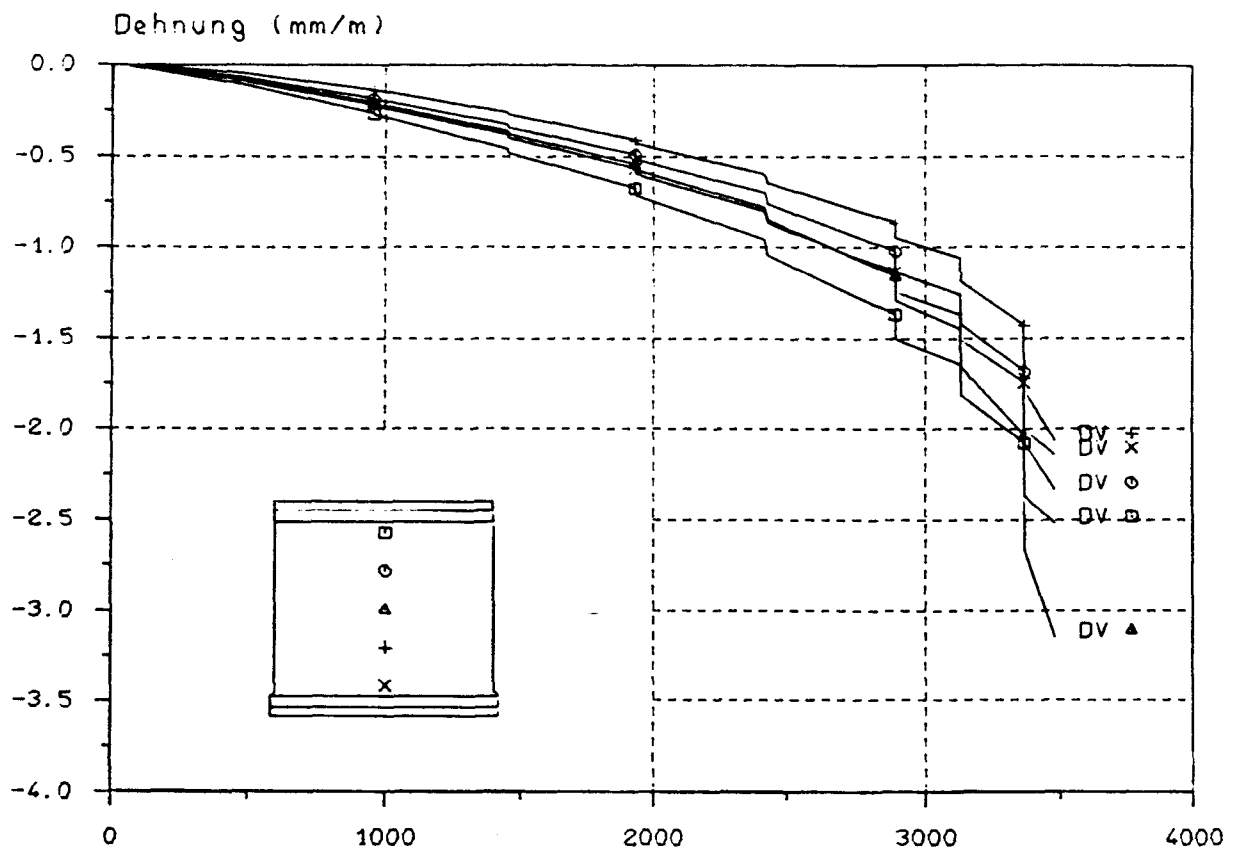
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 134

Versuchswand W 7



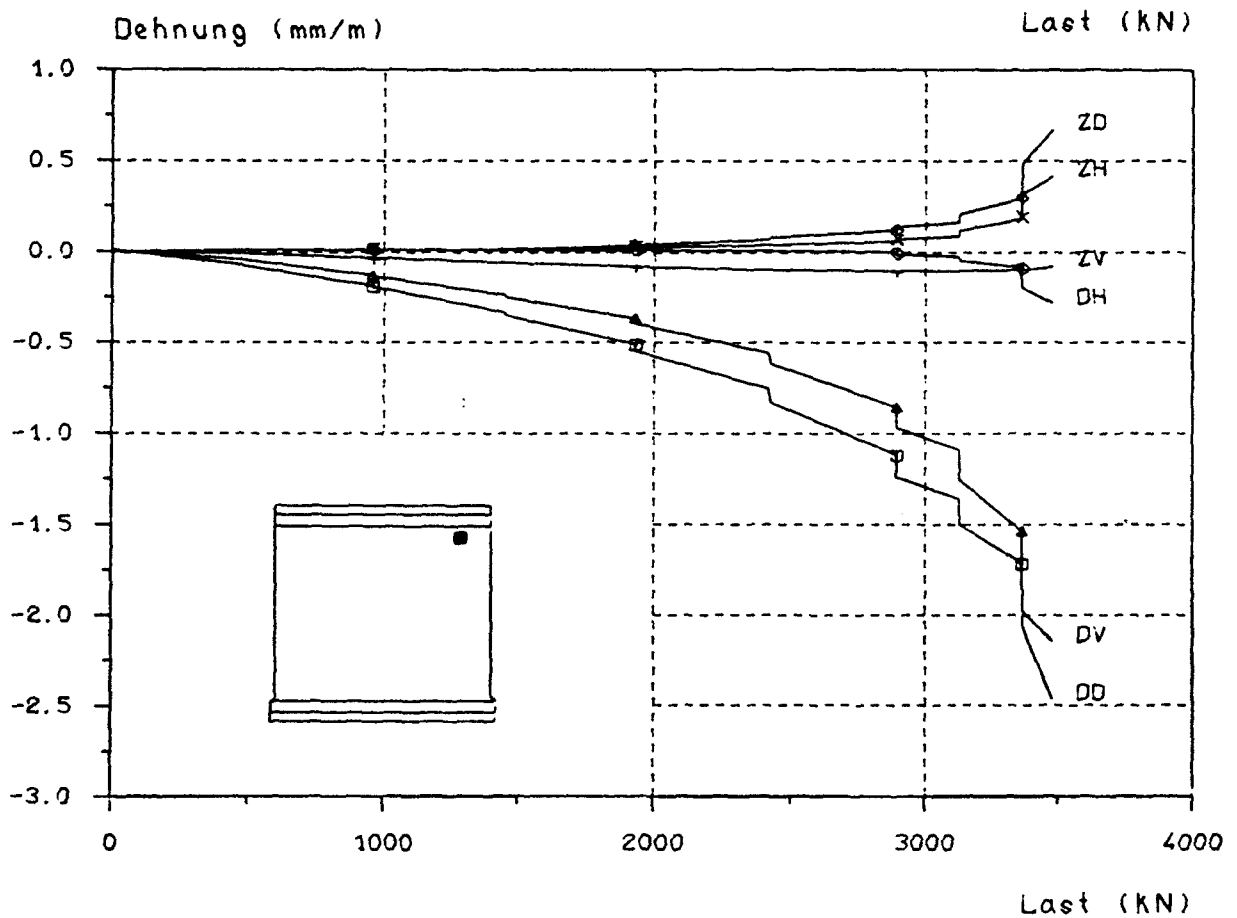
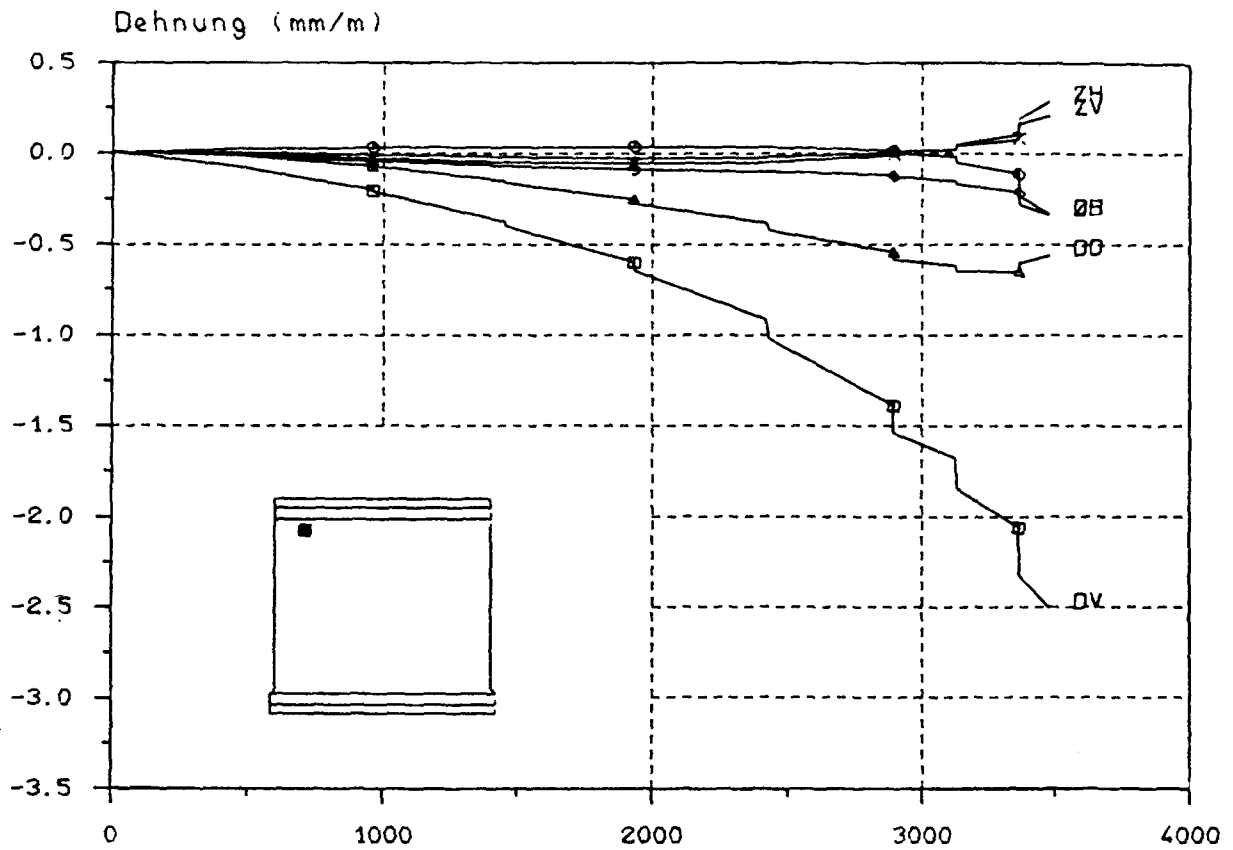


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

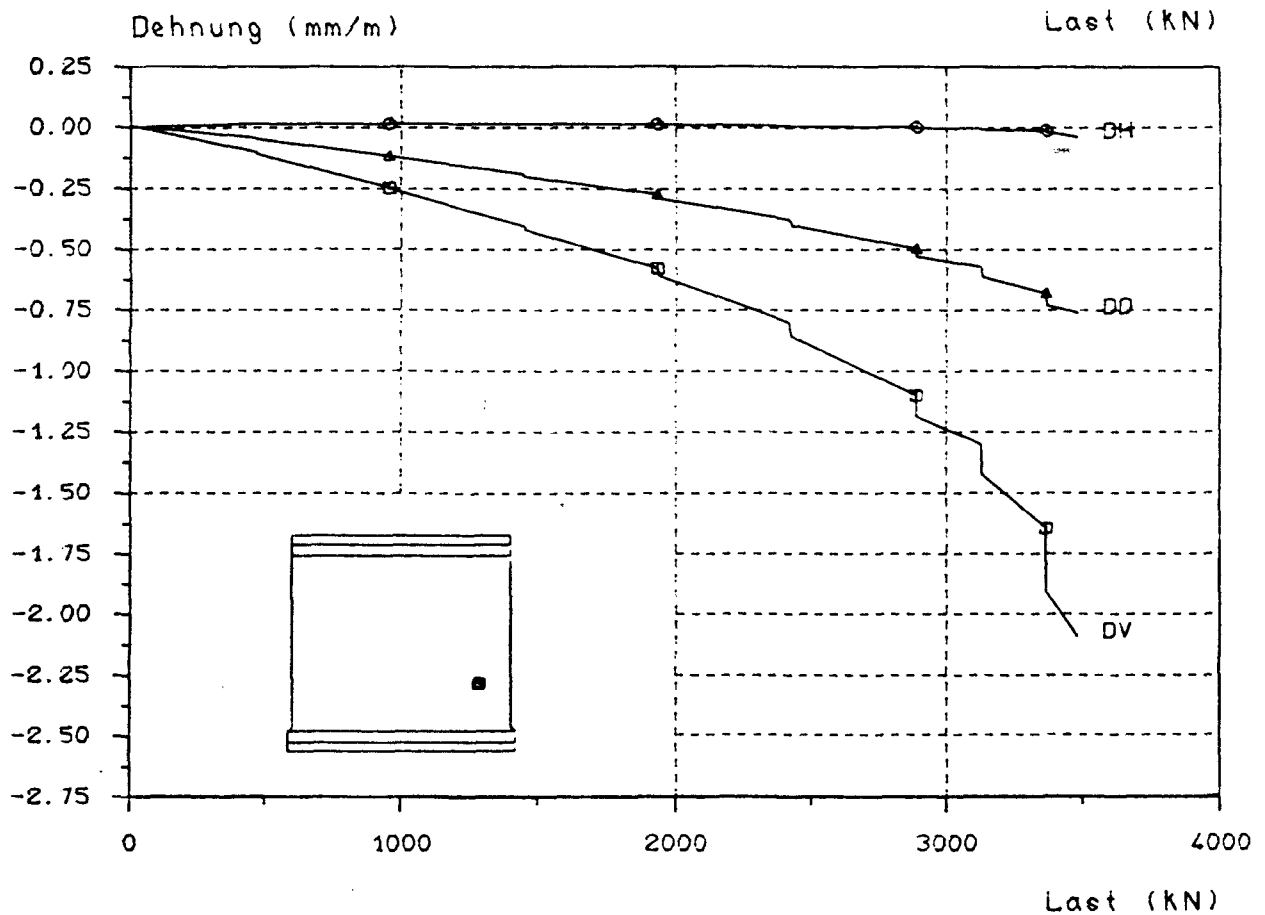
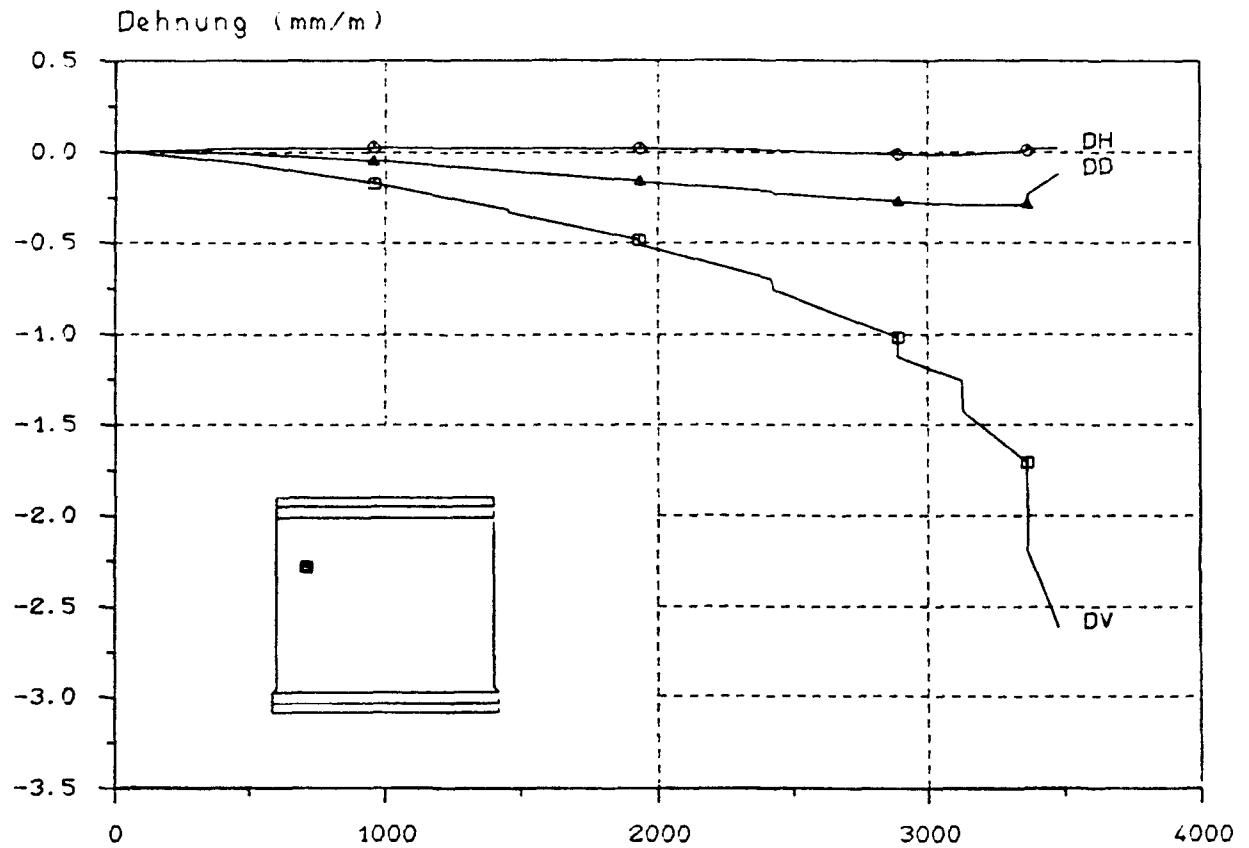
B I L D A 135

Versuchswand W 7



Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

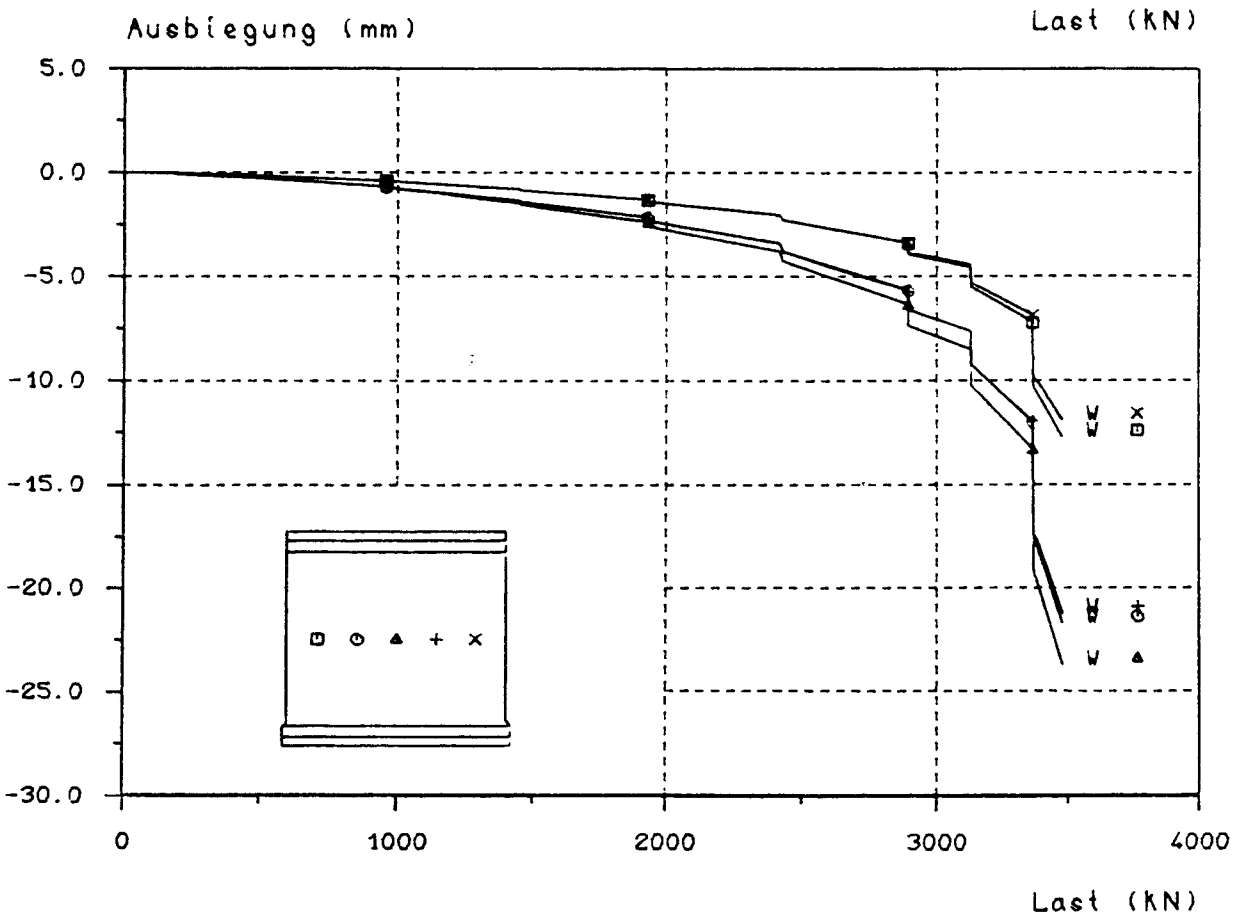
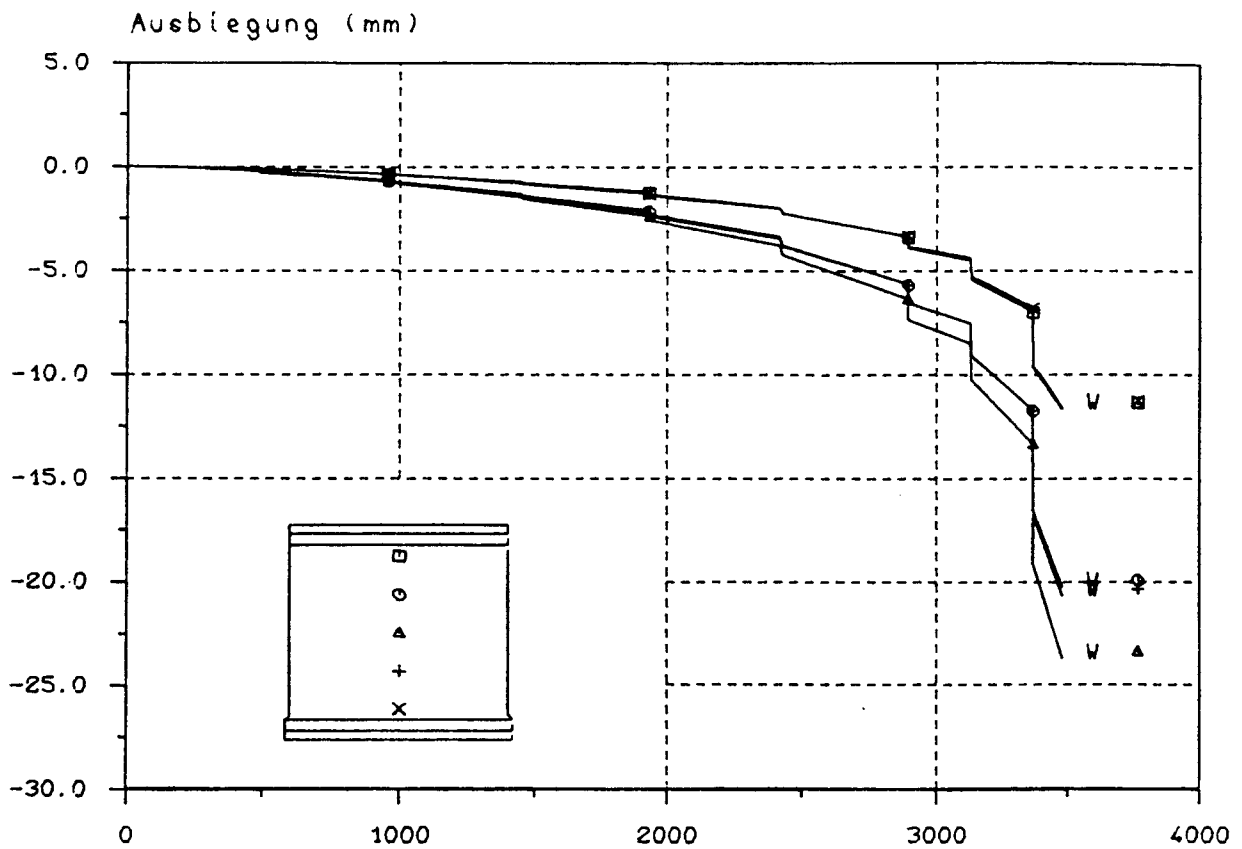


Dehnungs - Last - Diagramm

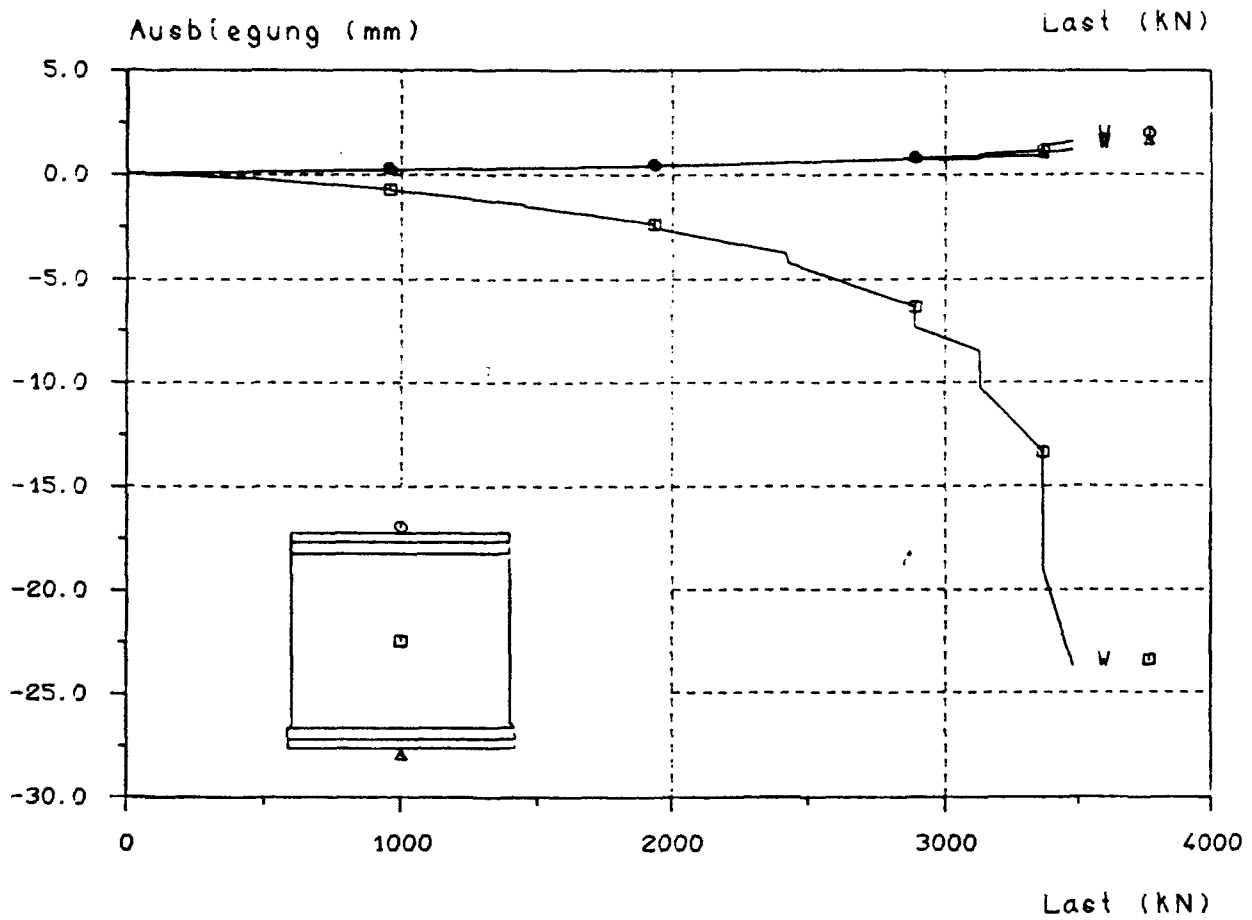
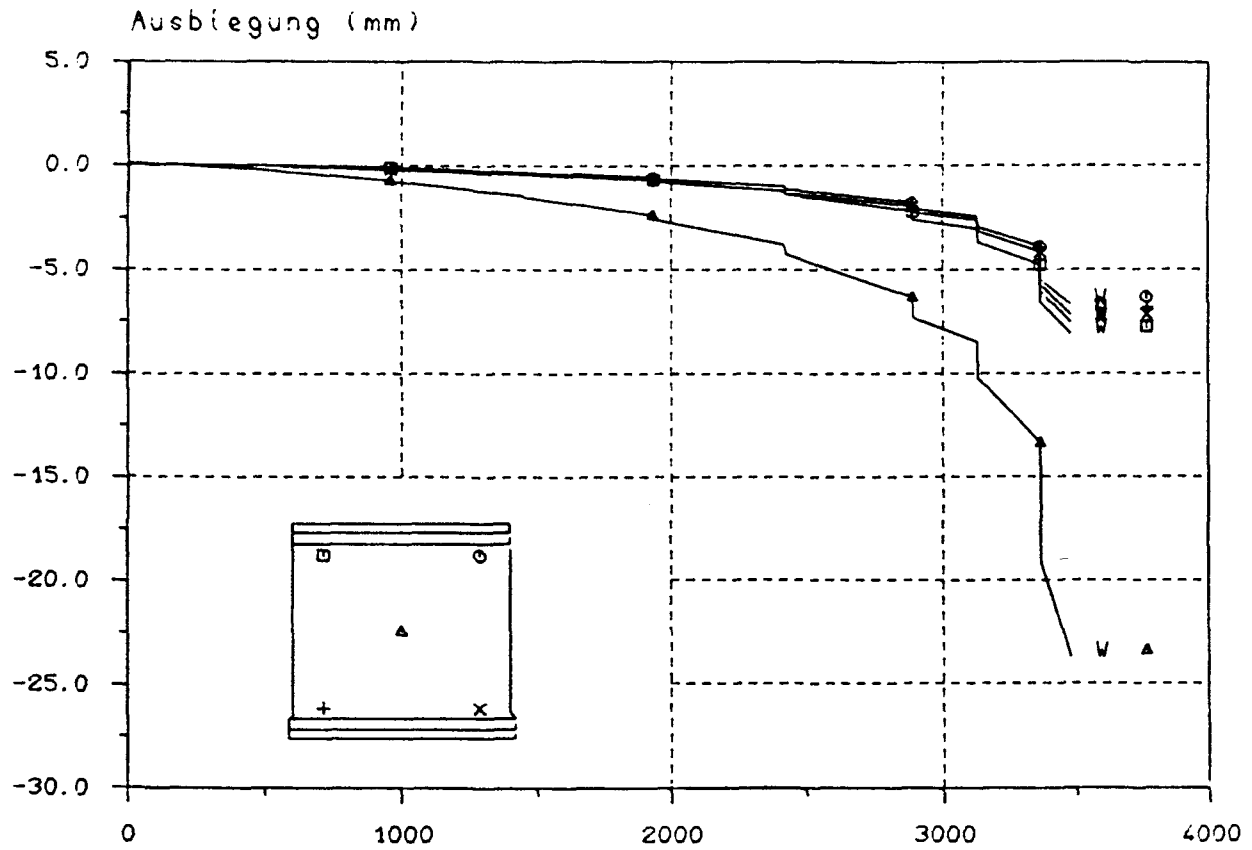
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 137

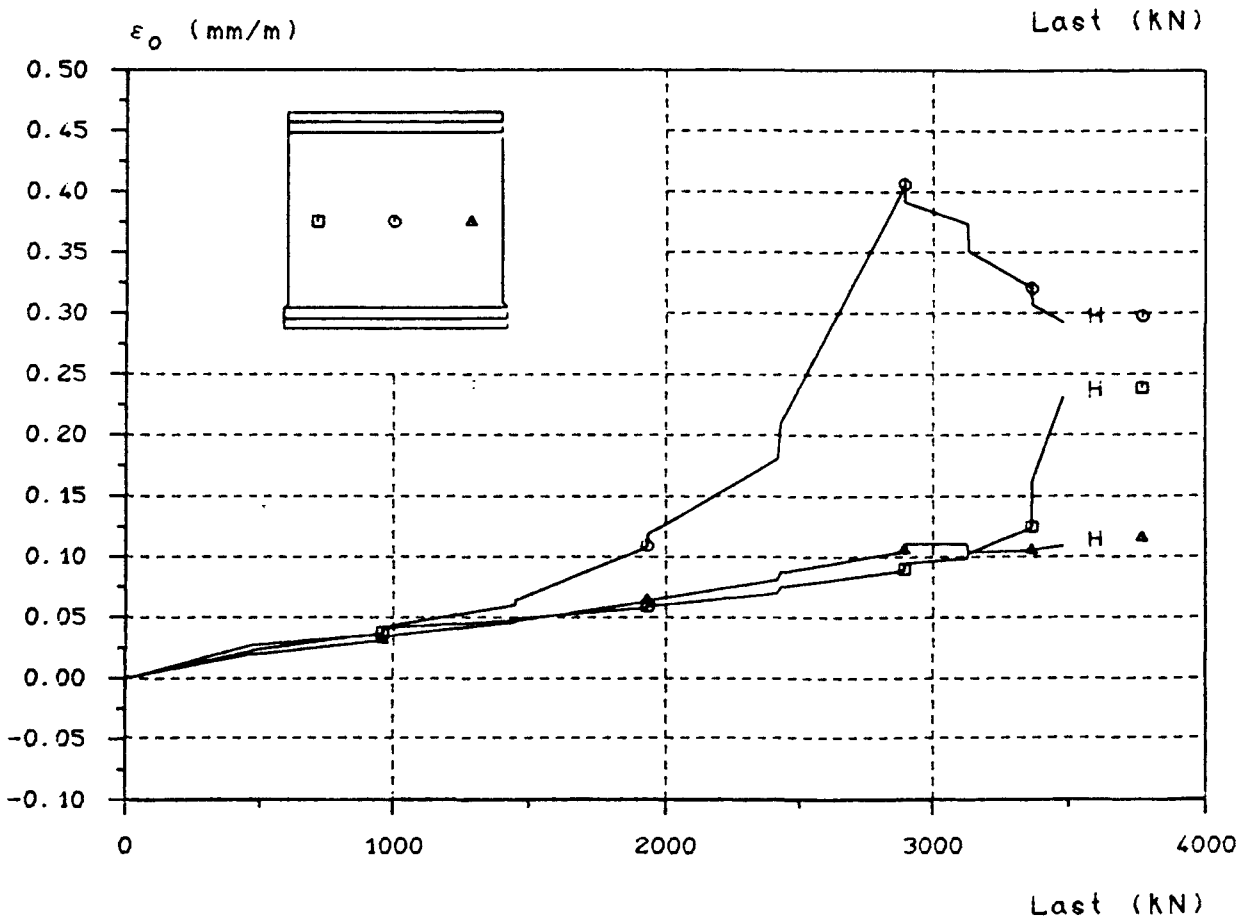
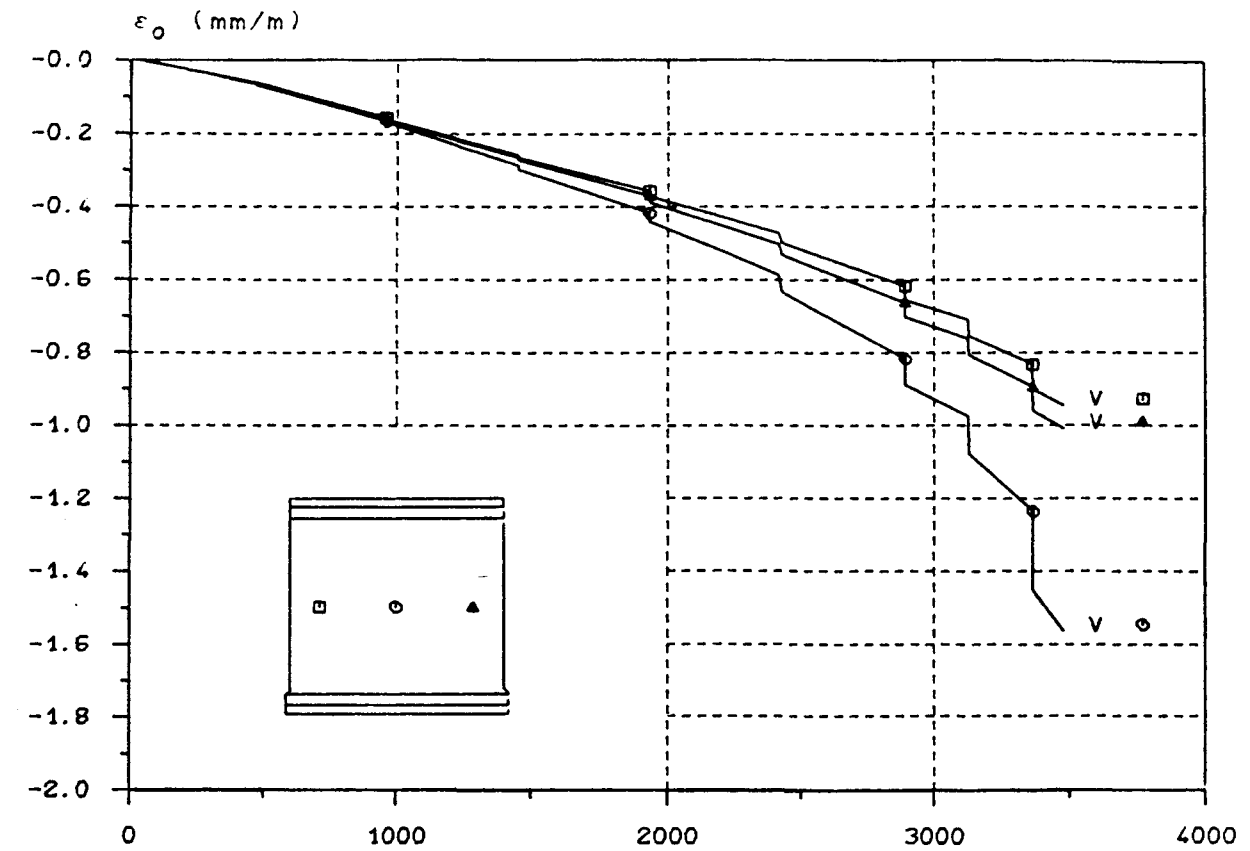
Versuchswand W 7



Ausbiegungs - Last - Diagramm

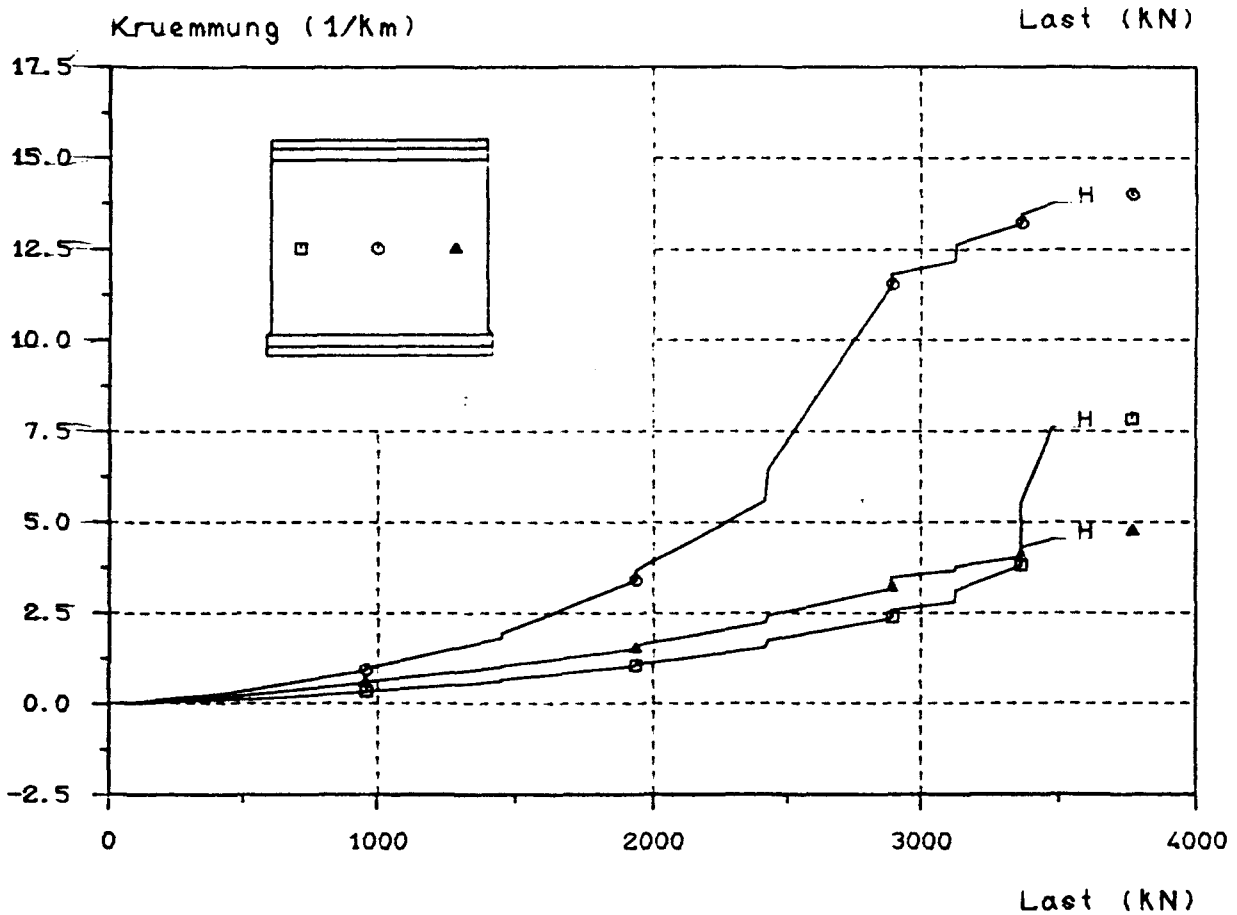
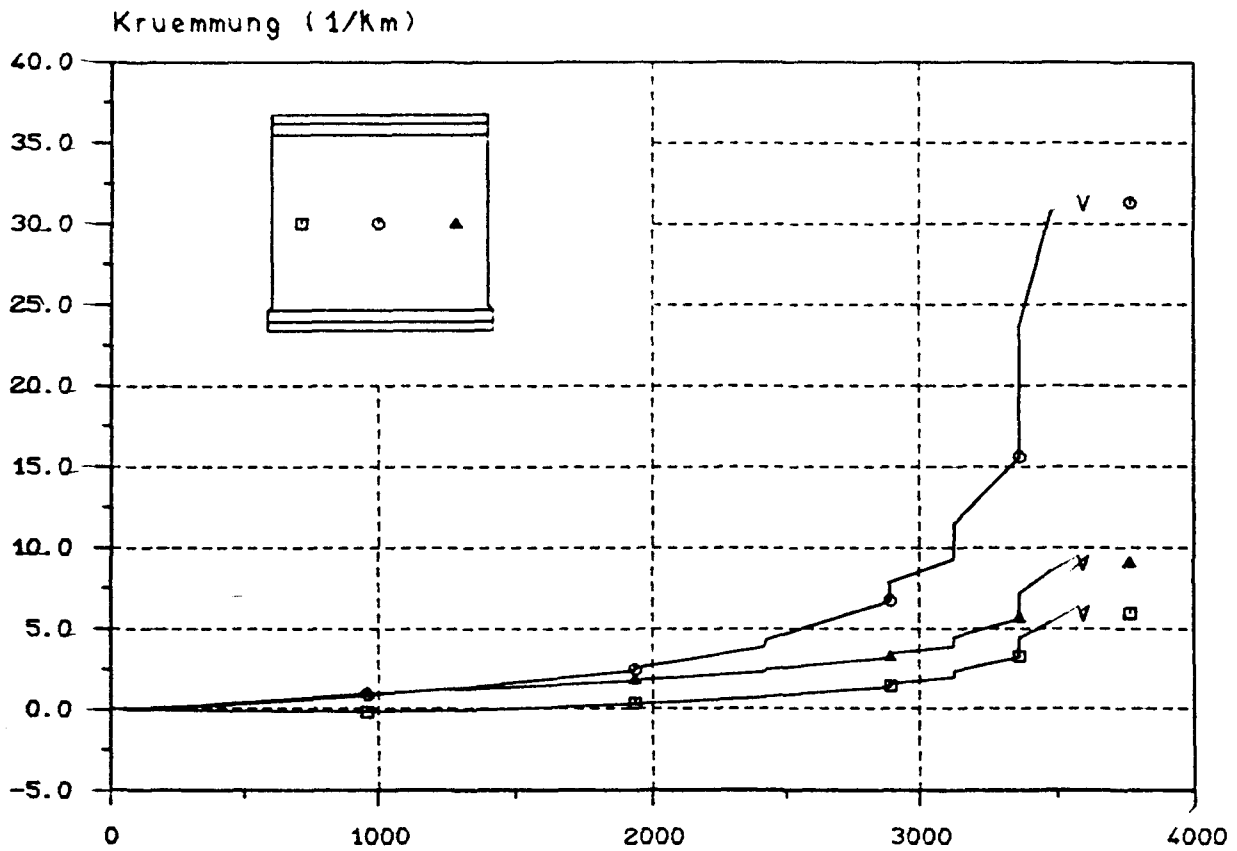


Ausbiegungs - Last - Diagramm



# Mittlere Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 141

Versuchswand W 7





V e r s u c h s w a n d   W 8

4-seitig gelagert

d            = 102,9 mm

$e_k/d$        = 0,1

B e t o n

Alter       = 29 Tage

$\beta_{WVD}$        = 13,0    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_p$            = 15,0    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$          = 2,40    N/mm<sup>2</sup>

E-Modul = 19,7    kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

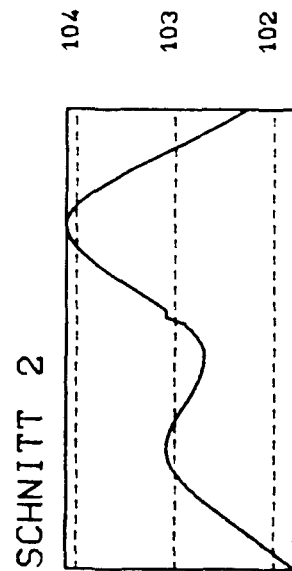
Lagermatte R 131

beidseitig

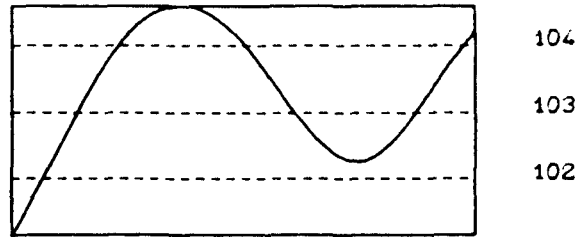
E r g e b n i s

tot  $F_u$     = 2,127 MN

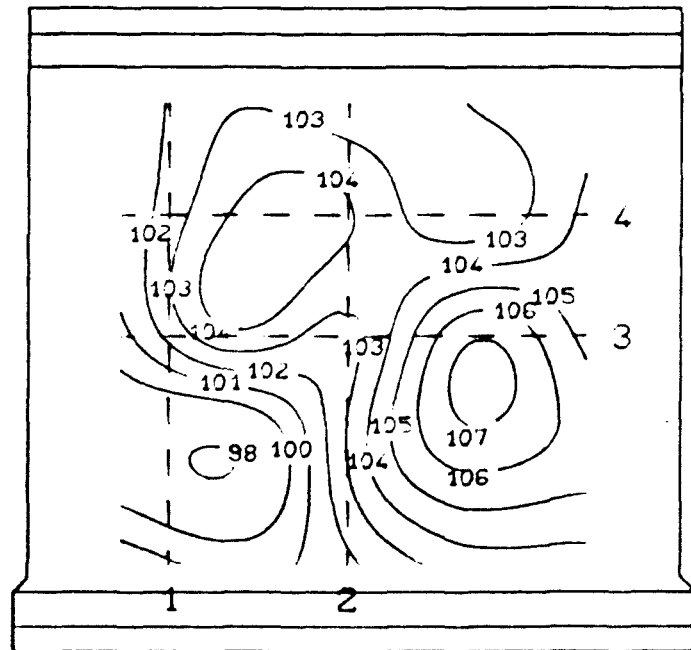
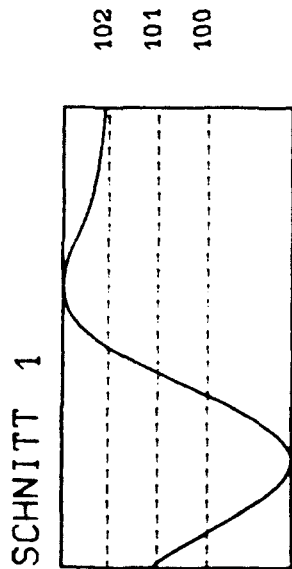




SCHNITT 4

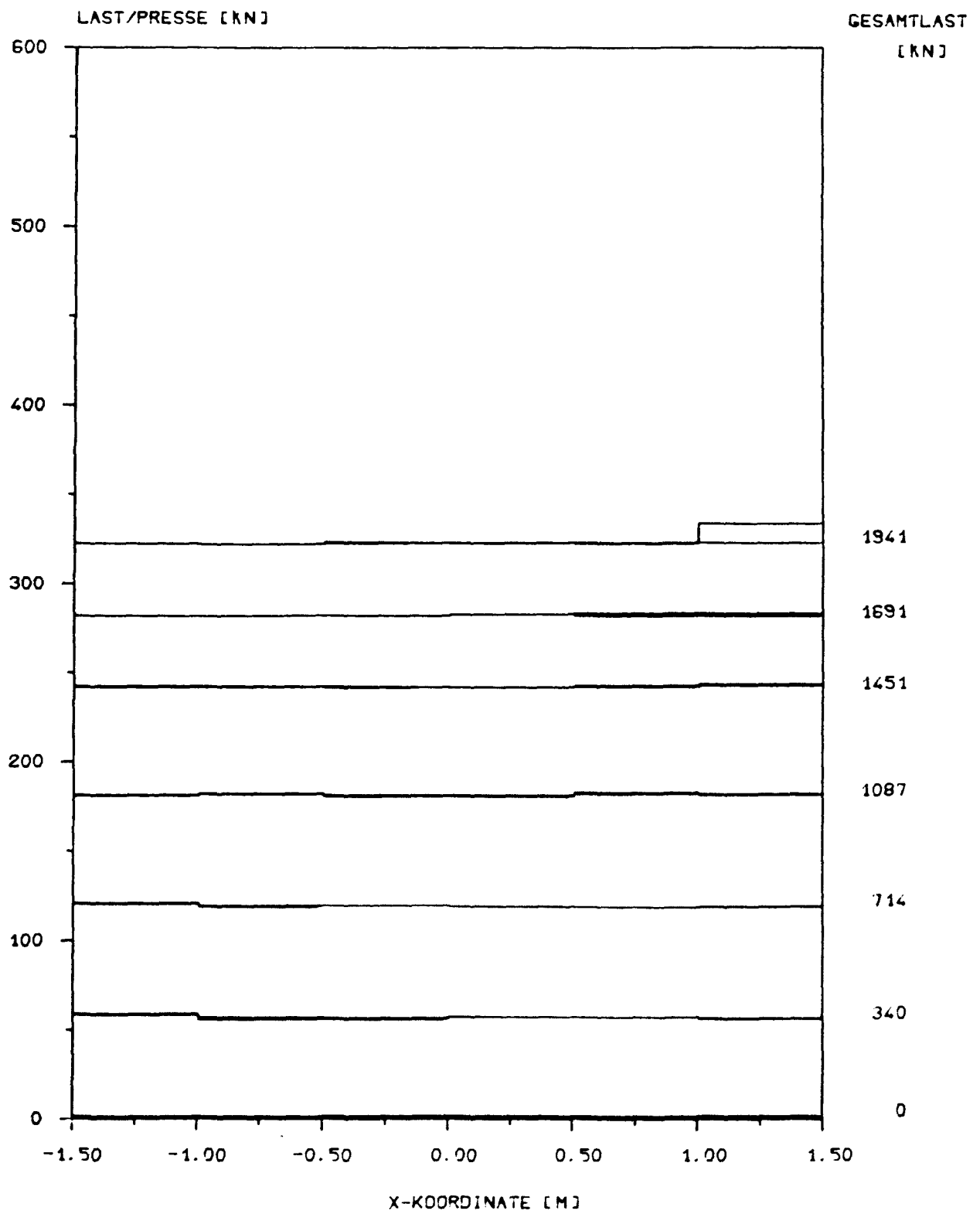


SCHNITT 3



Linien gleicher W a n d d i c k e n

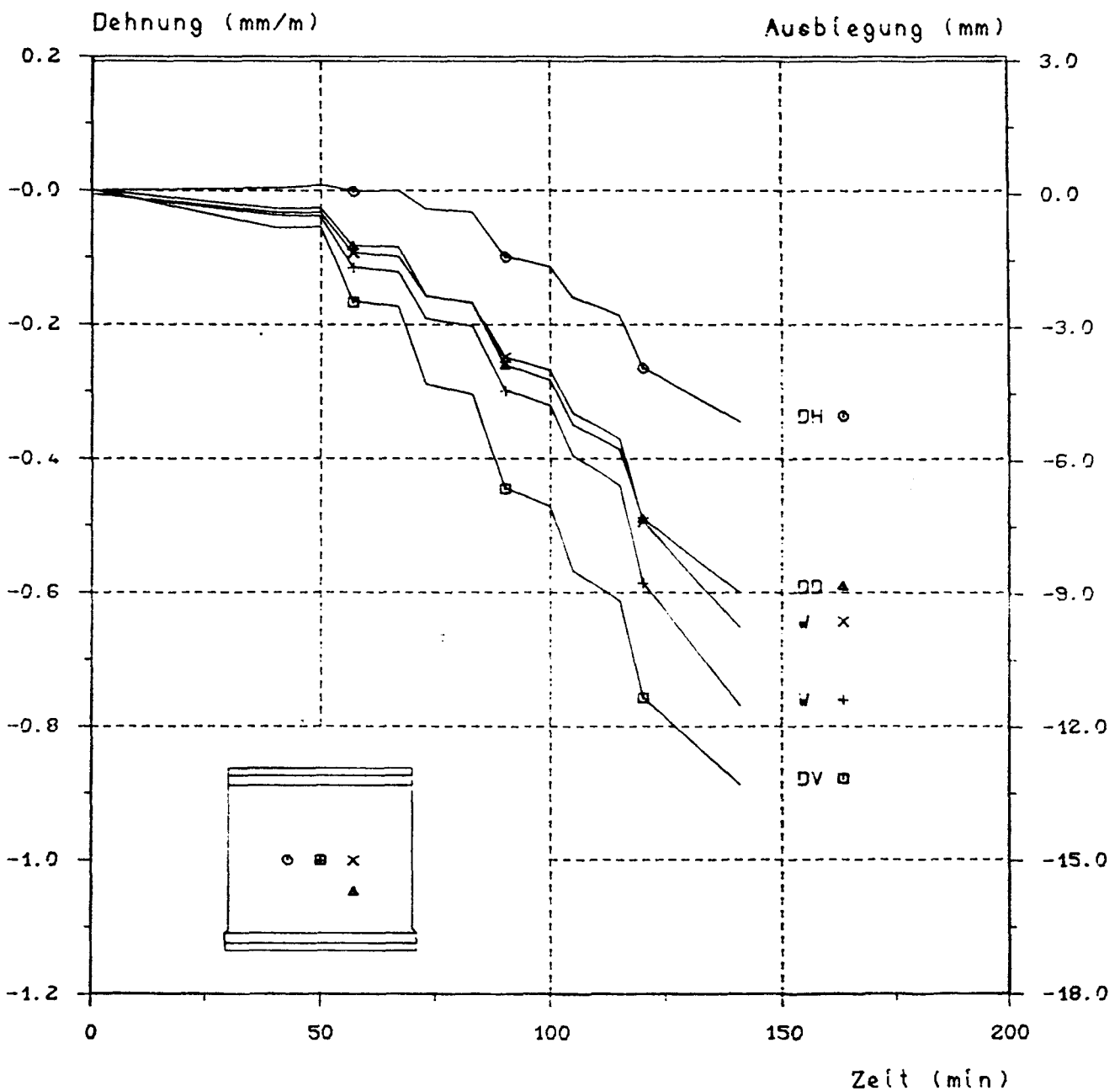
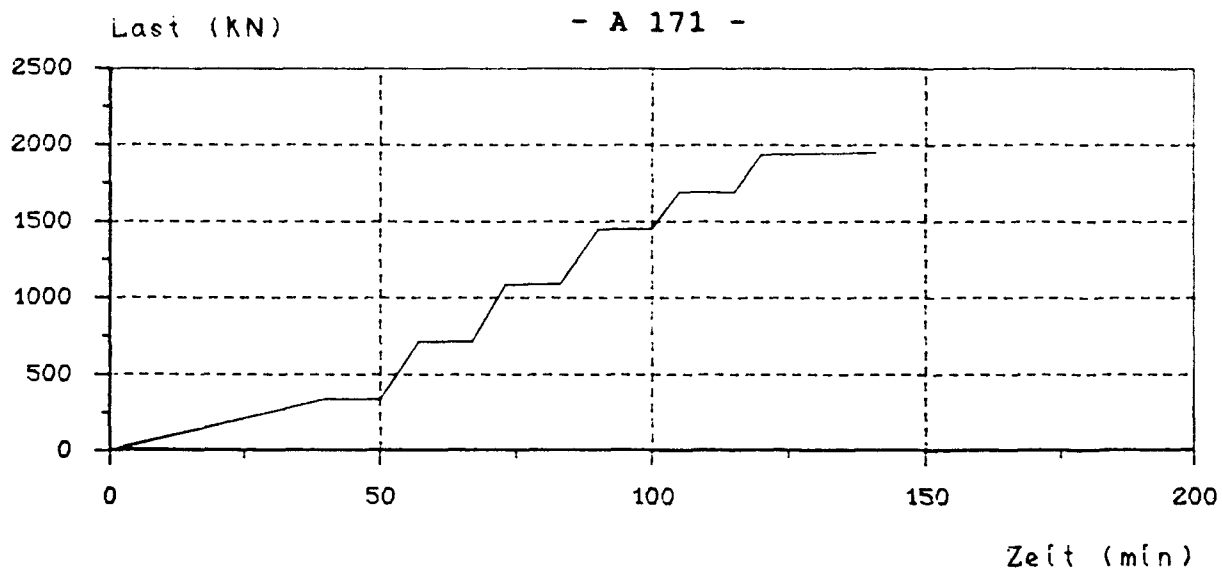
W a n d t o p o l o g i e



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 152

Versuchswand W 8



Last - Zeit - bzw. Verformungs - Zeit - Diagramm

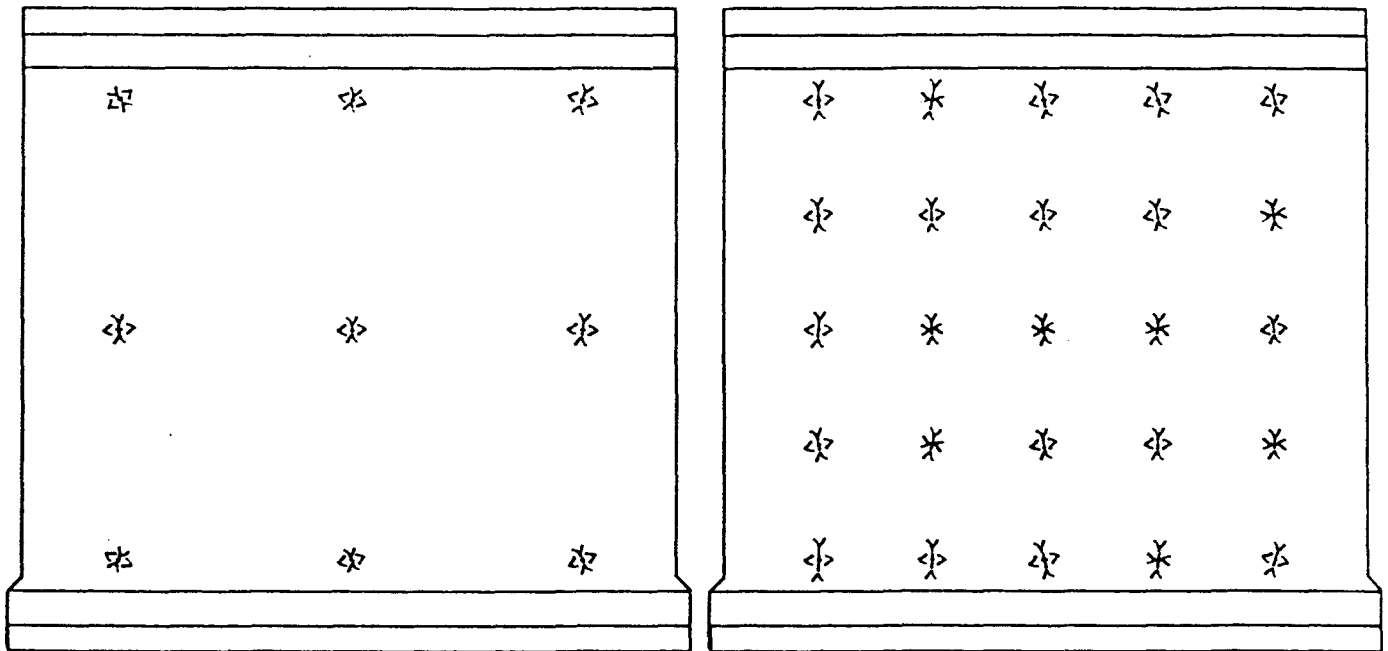
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, W = Ausbiegung

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

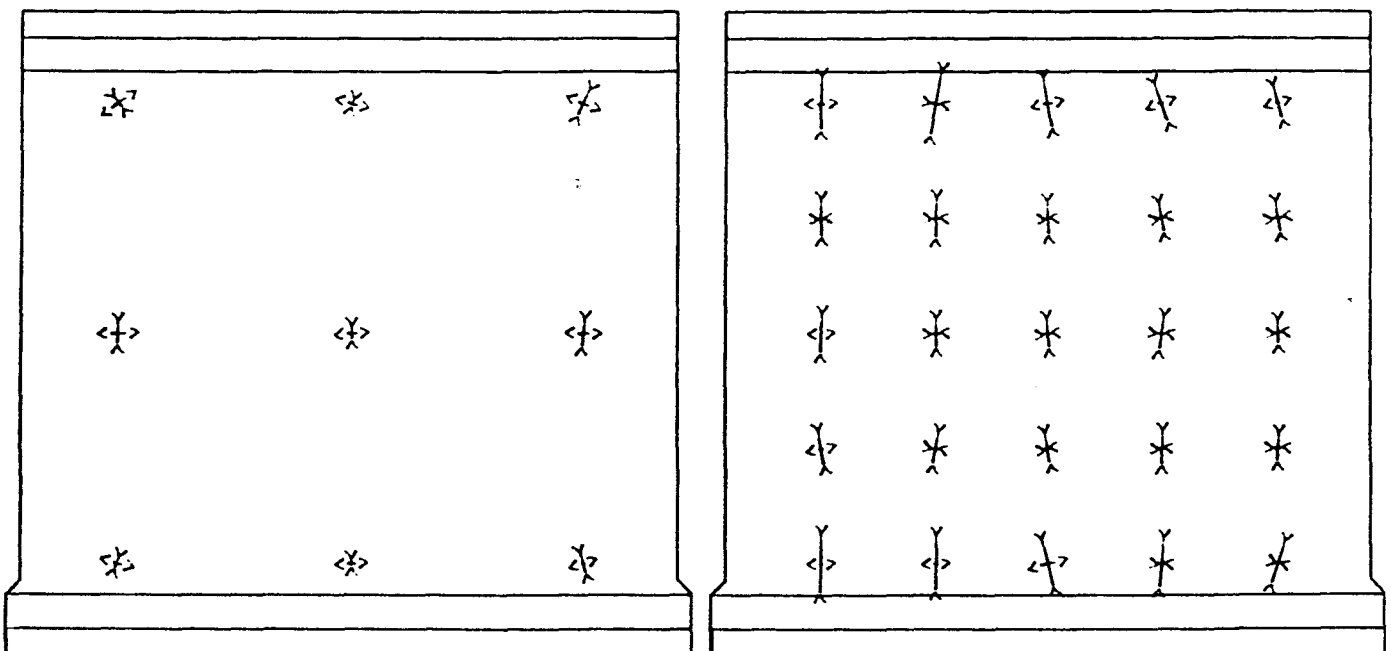
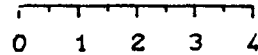
Zugseite

Last = 714 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1449 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   154

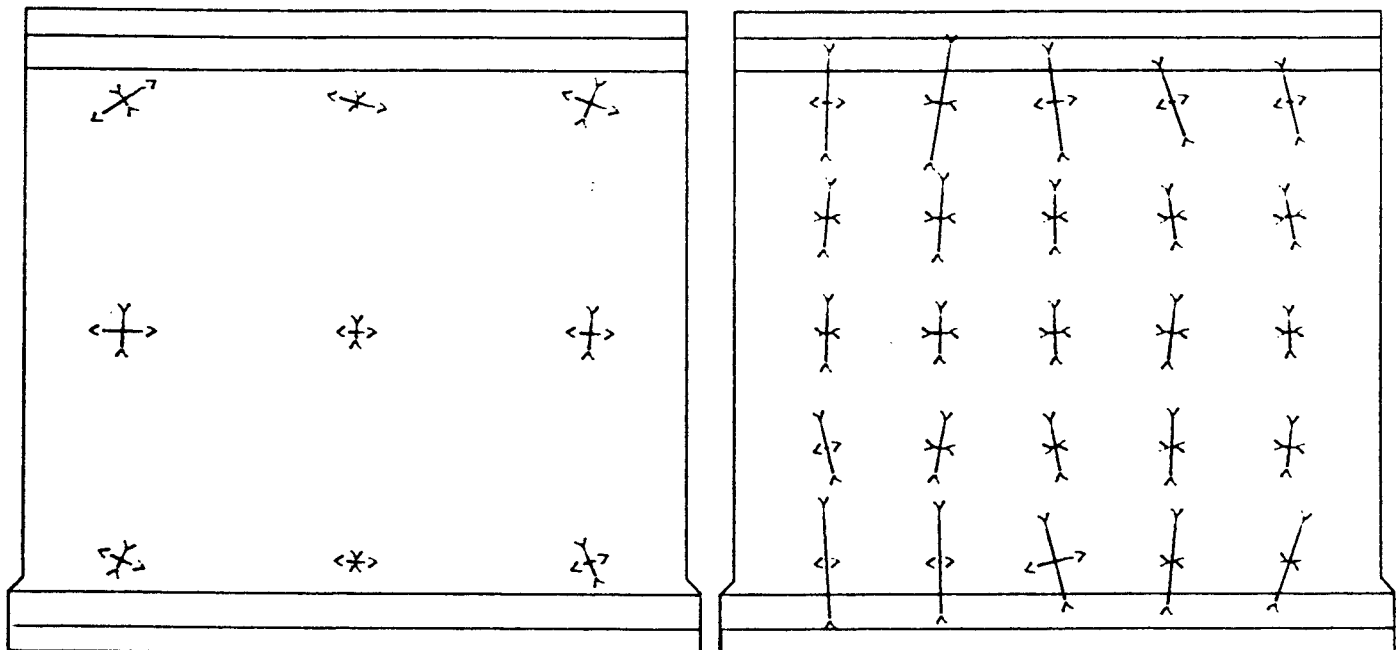
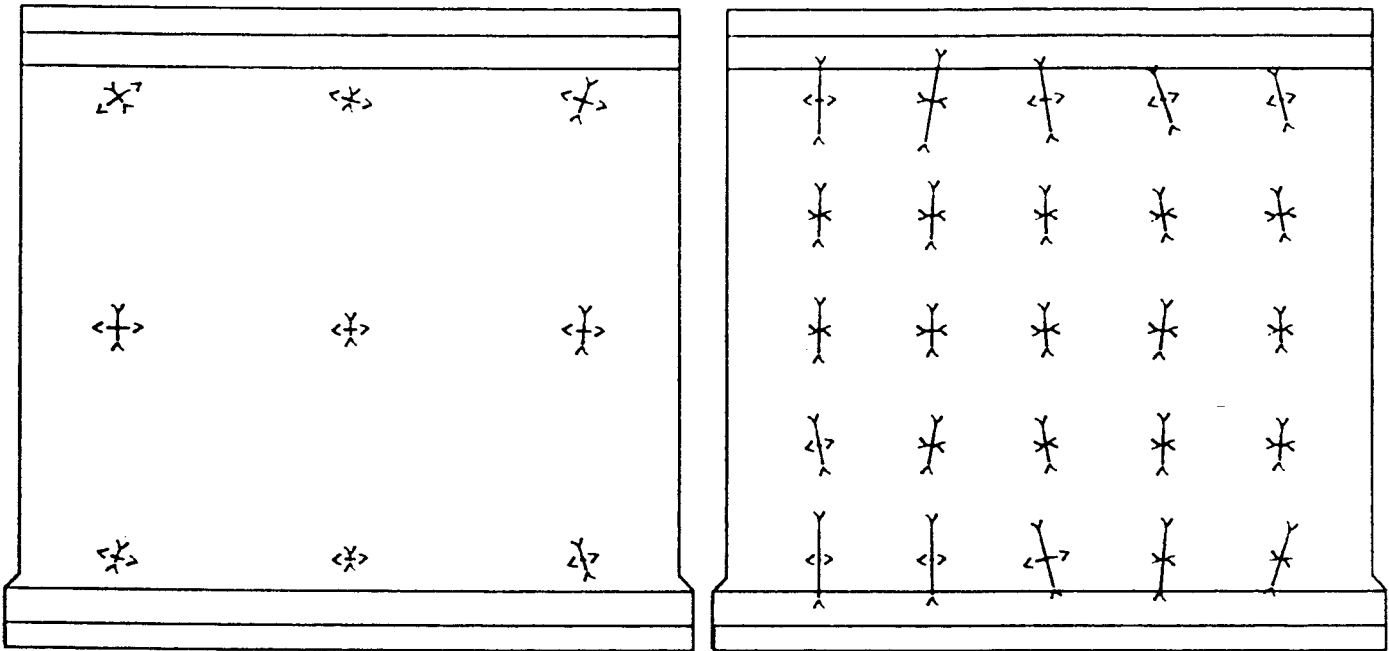
Versuchswand W 8

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 1691 kN

Druckseite



Zugseite

Last = 1934 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 155

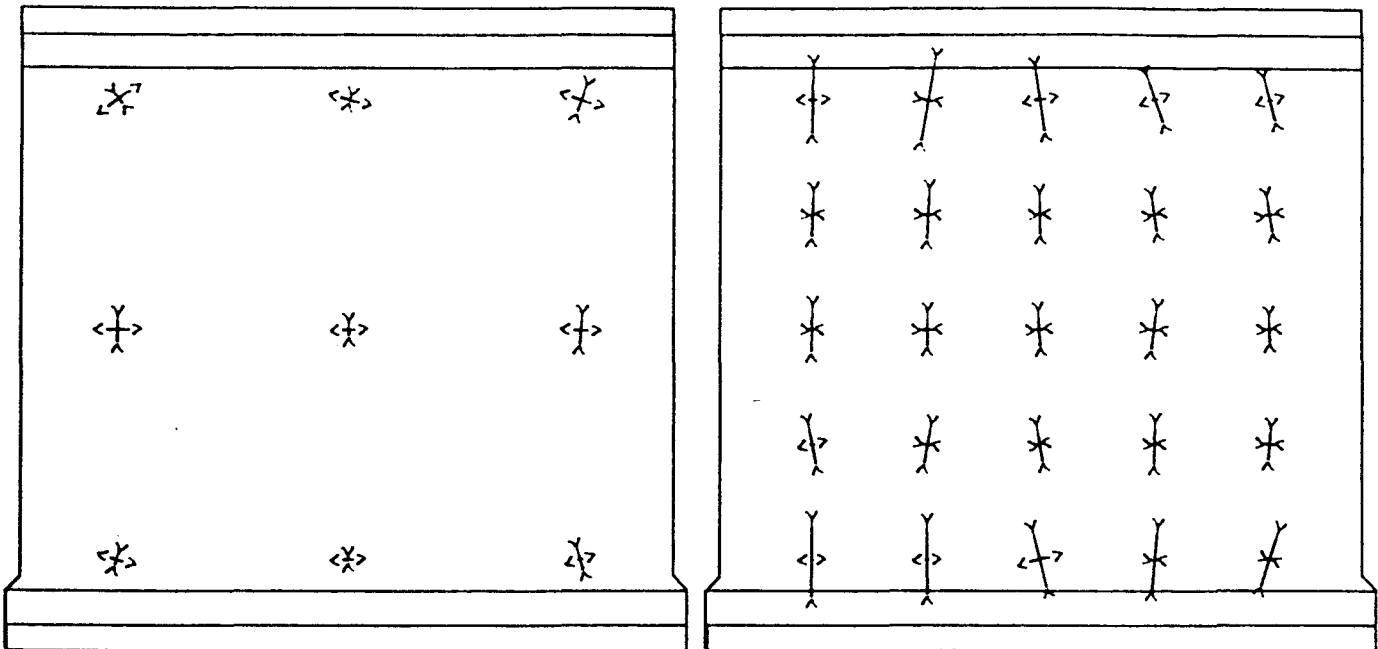
Versuchswand W 8

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

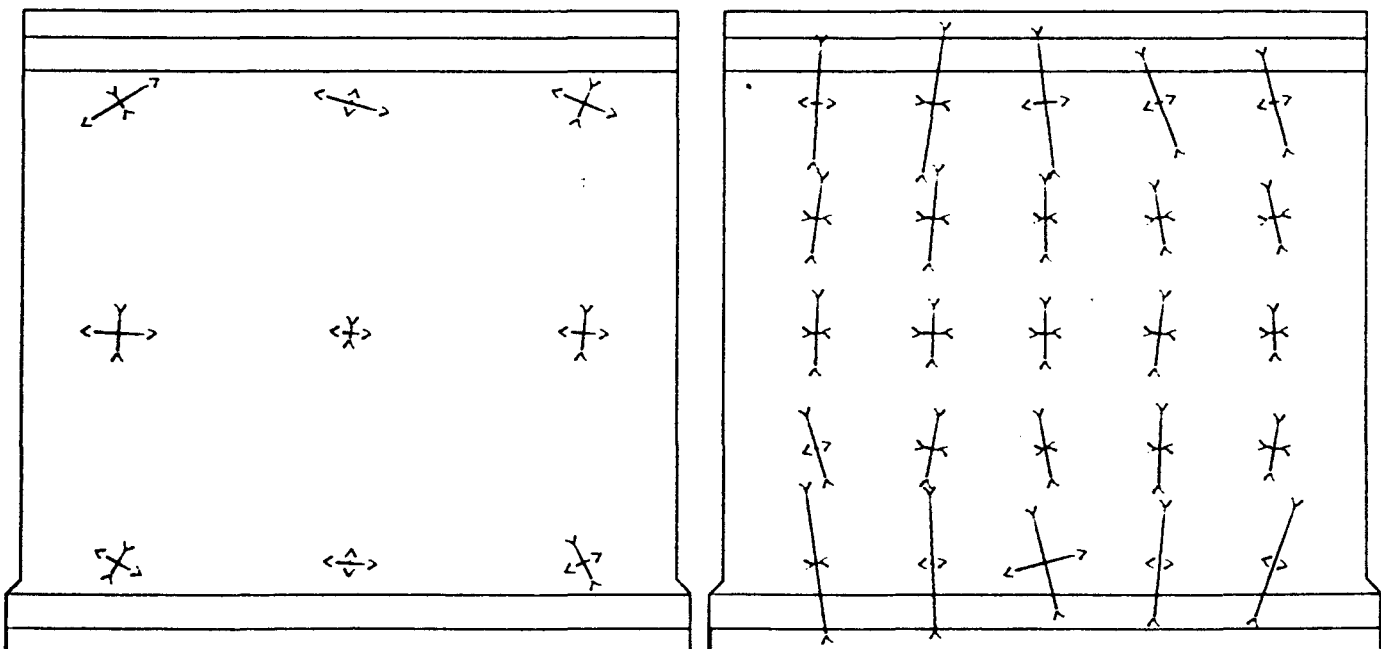
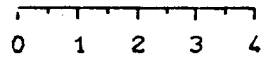
Zugseite

Last = 1691 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1947 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   156

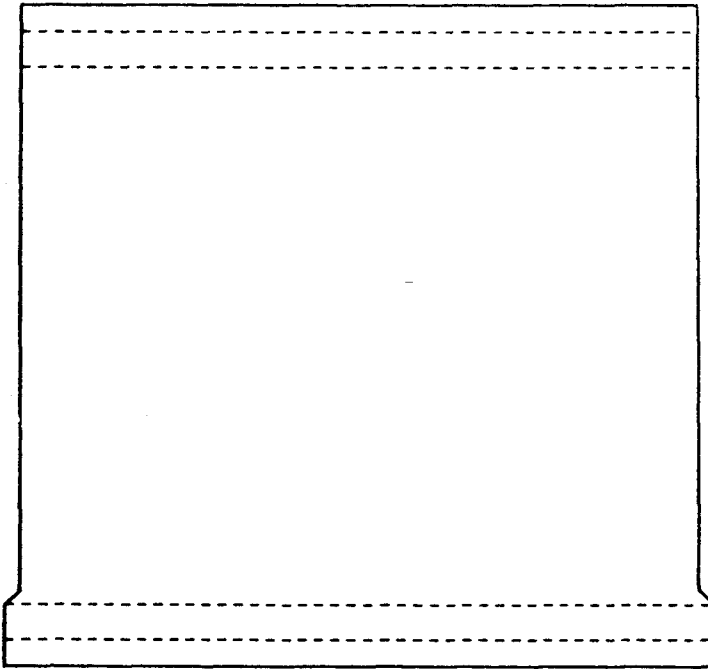
Versuchswand W 8



A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

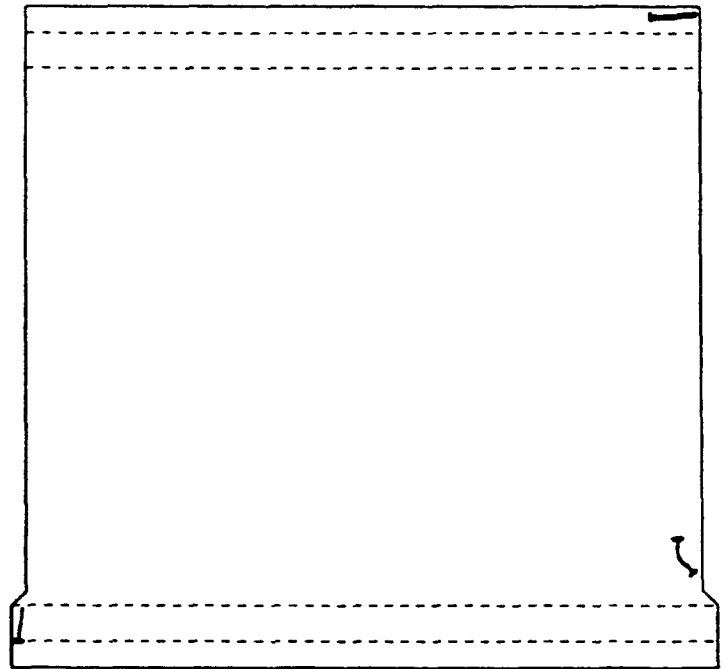
Laststufe 4

Last = 1449 kN



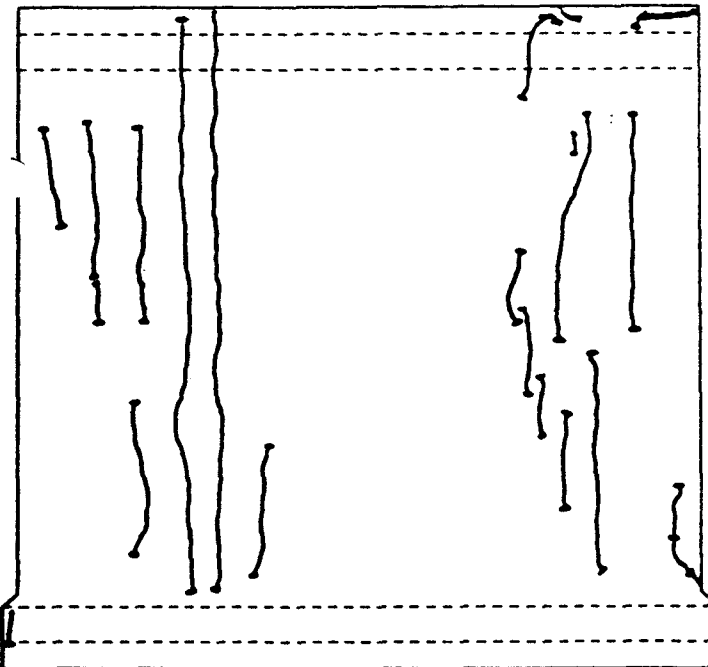
Laststufe 5

Last = 1691 kN



Laststufe 6

Last = 1934 kN



Laststufe 7

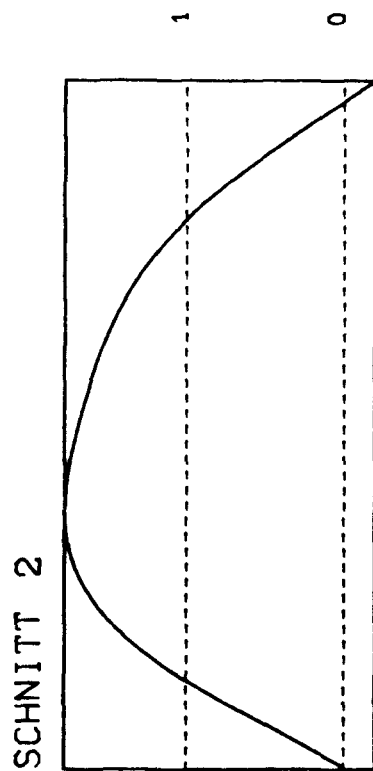
Last = 1947 kN



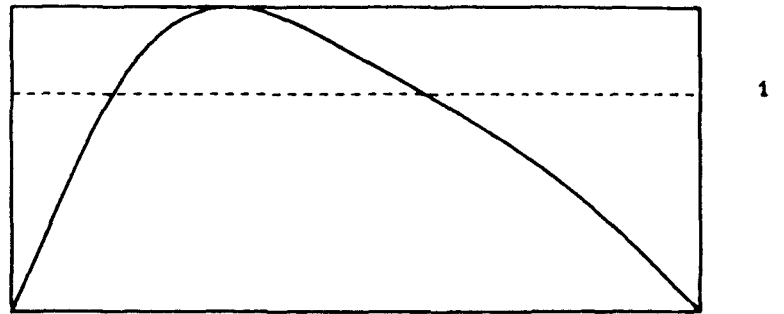
R i ß b i l d e r   d e r   Z u g s e i t e

B I L D   A   157

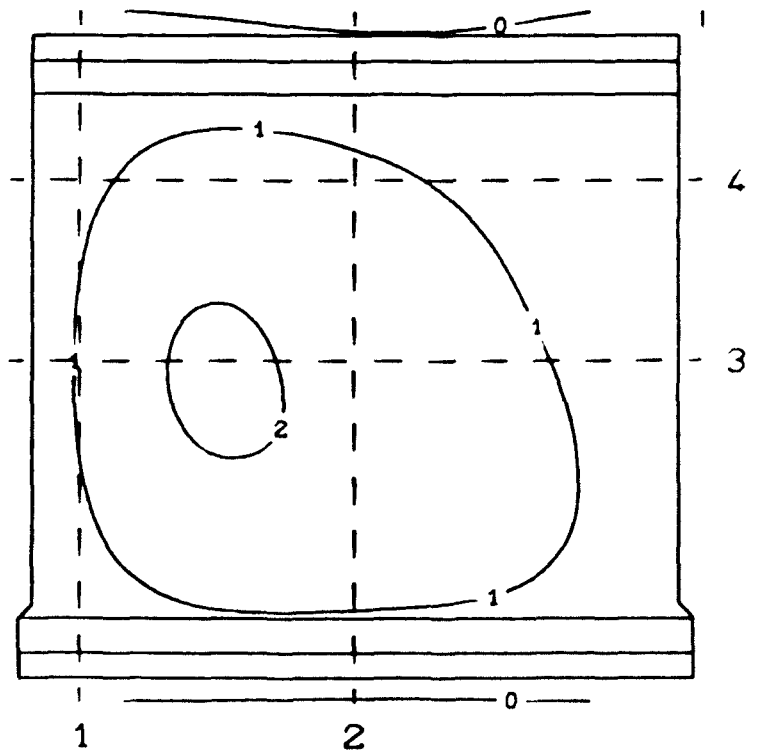
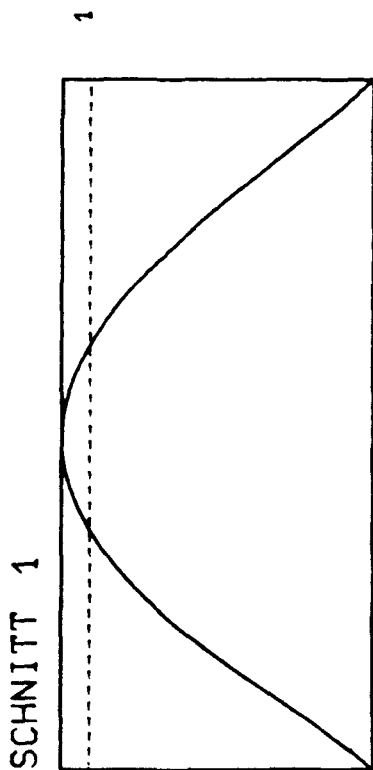
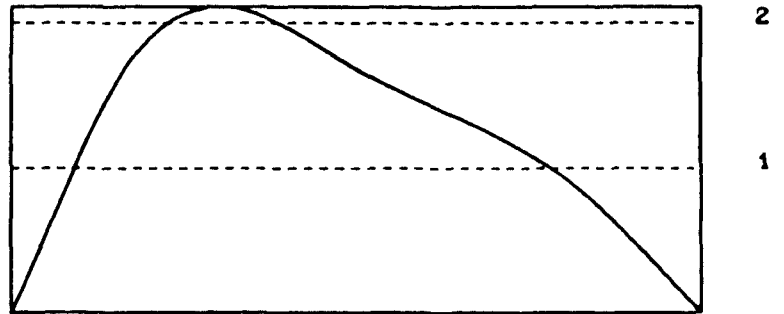
Versuchswand W 8



SCHNITT 4

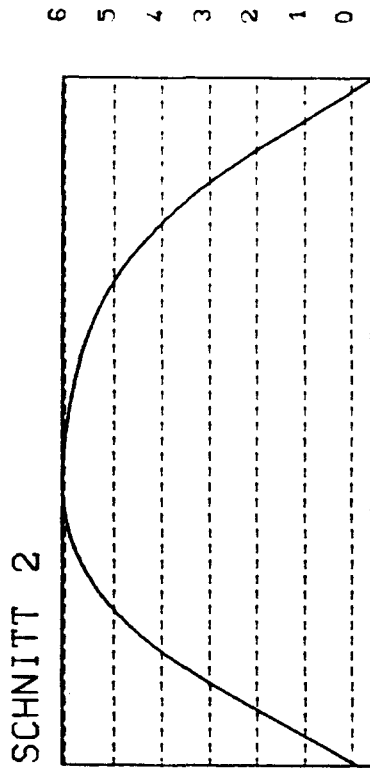


SCHNITT 3

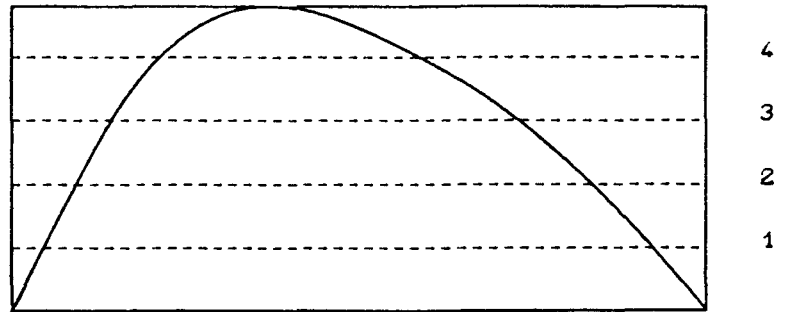


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

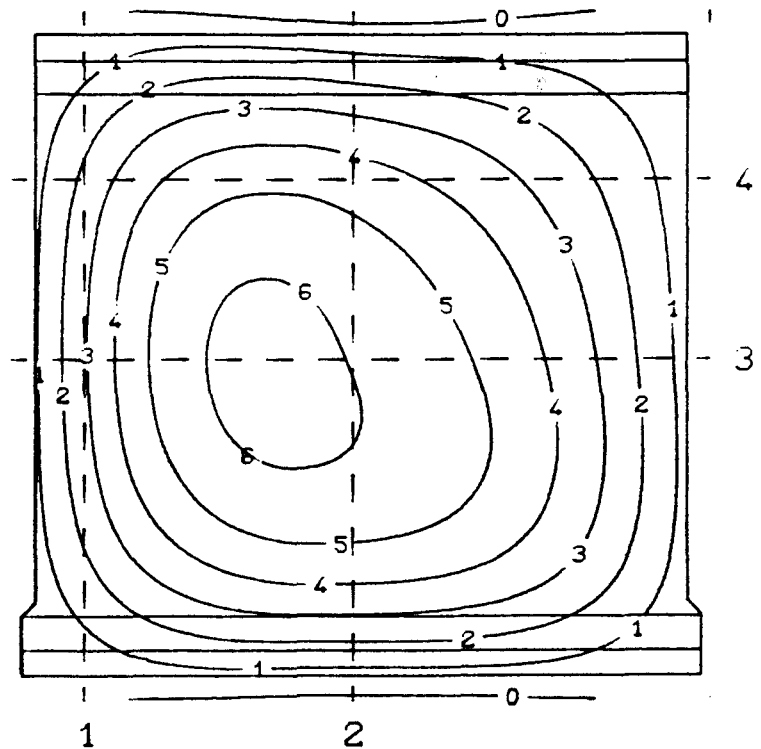
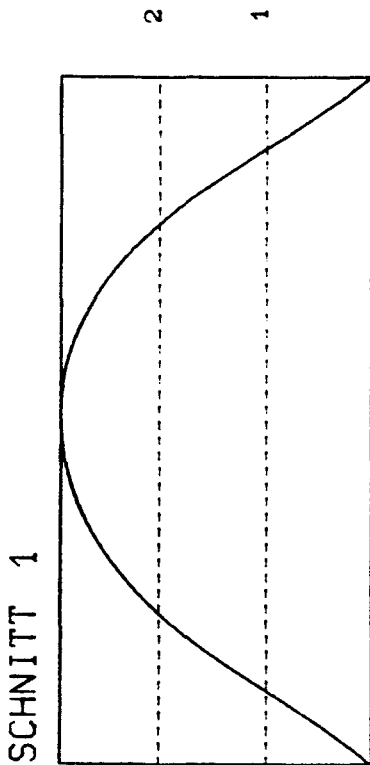
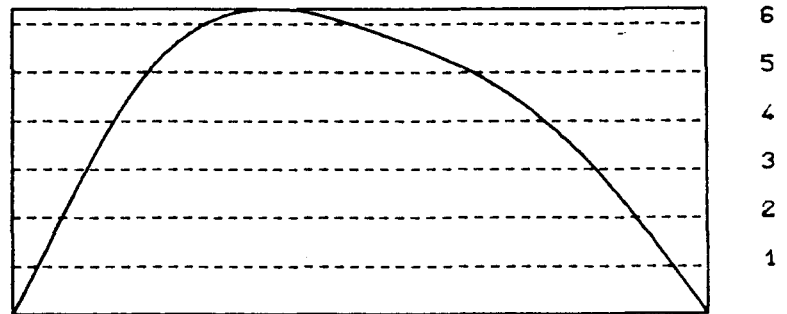
Last = 714 kN



SCHNITT 4

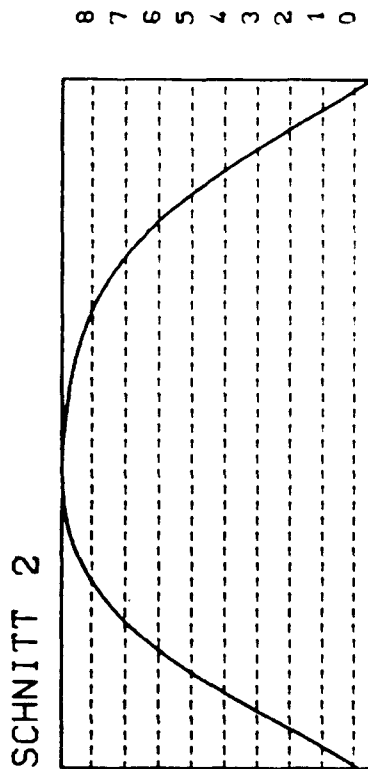


SCHNITT 3

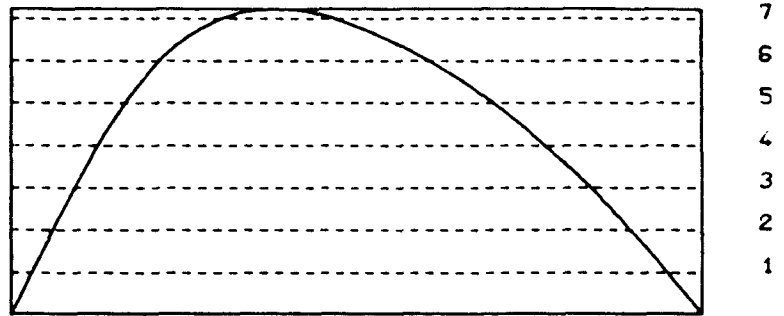


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

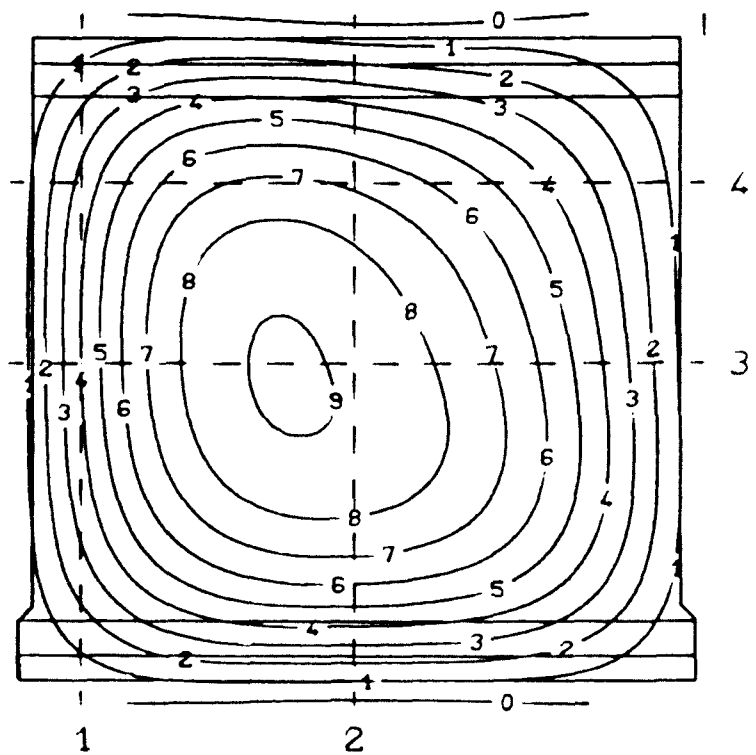
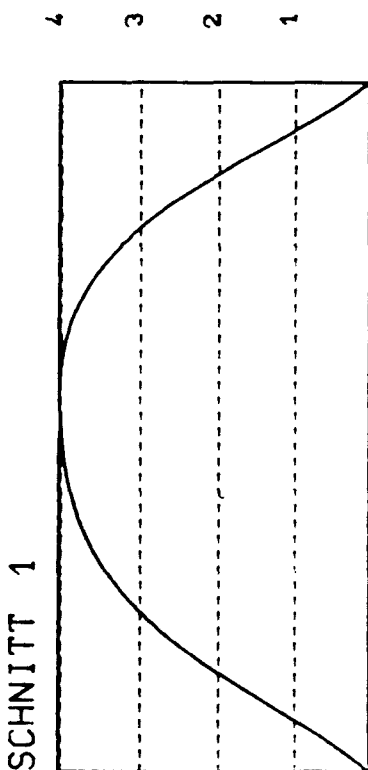
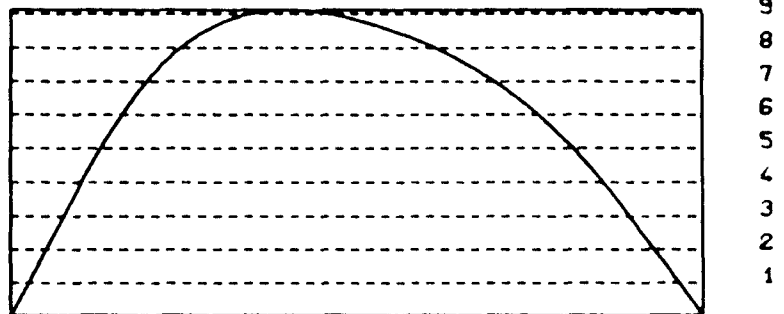
Last = 1691 kN



SCHNITT 4

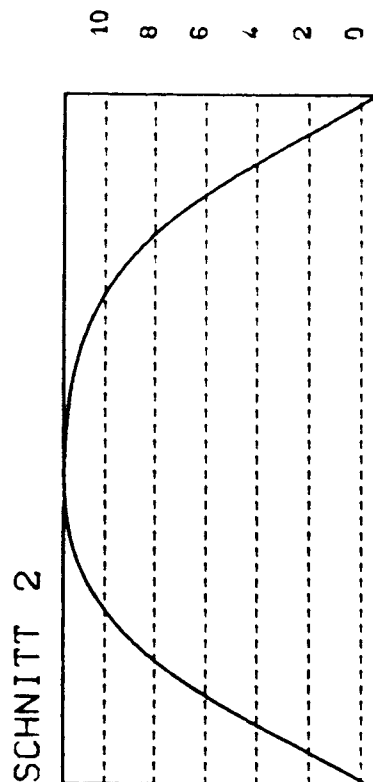


SCHNITT 3

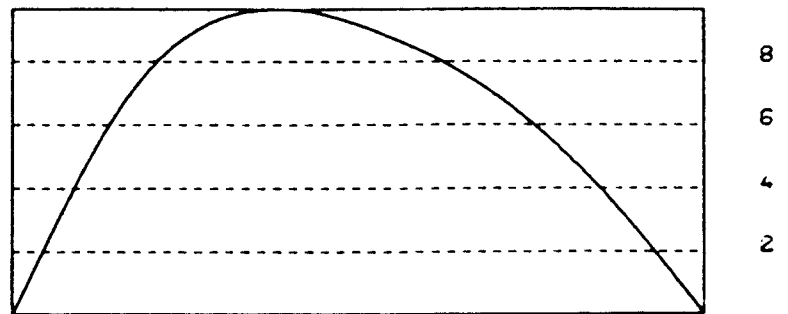


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

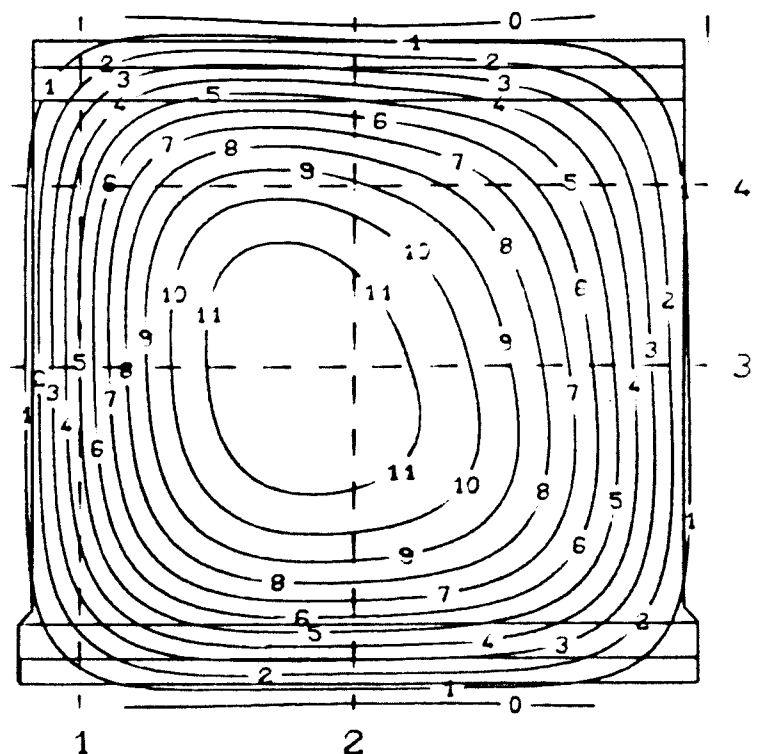
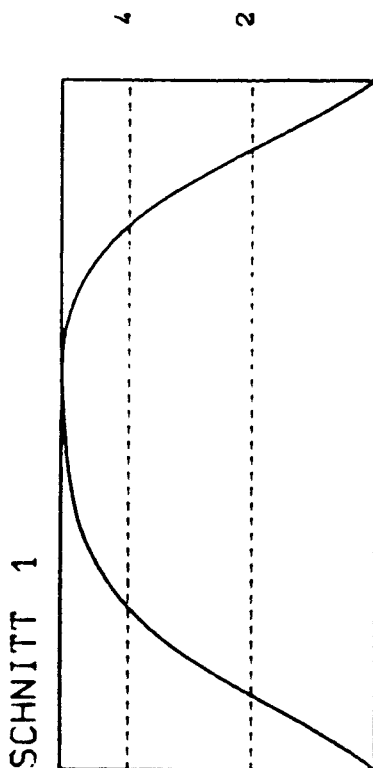
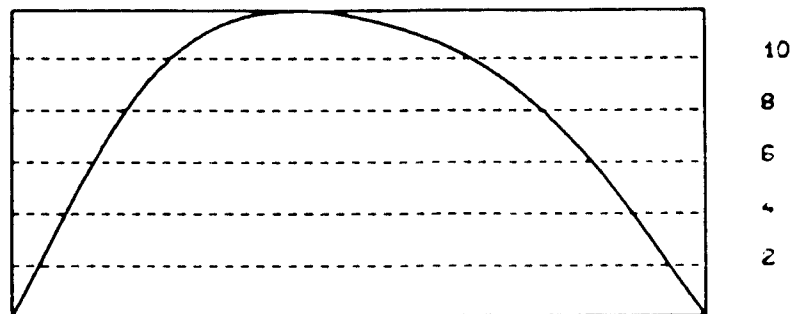
Last = 1934 kN



SCHNITT 4

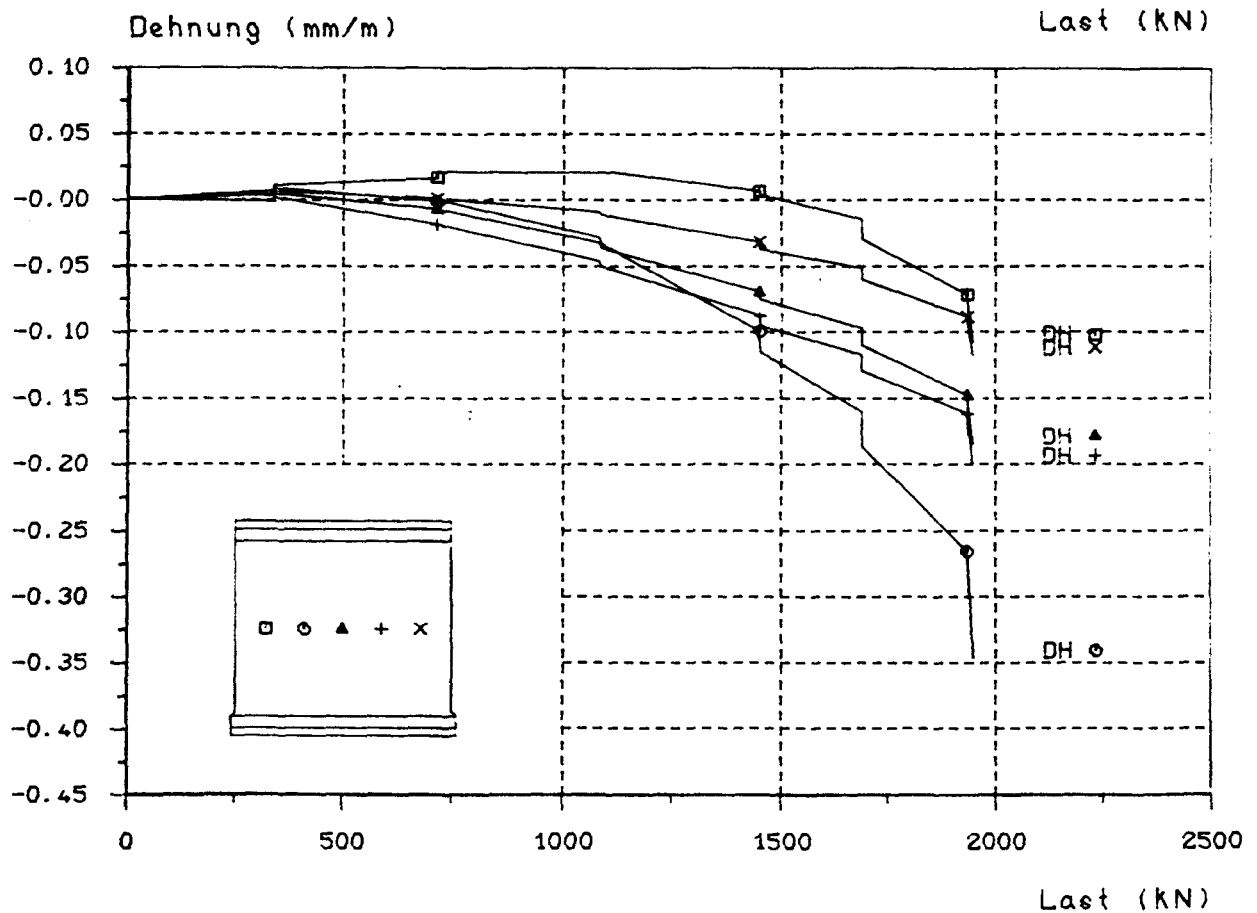
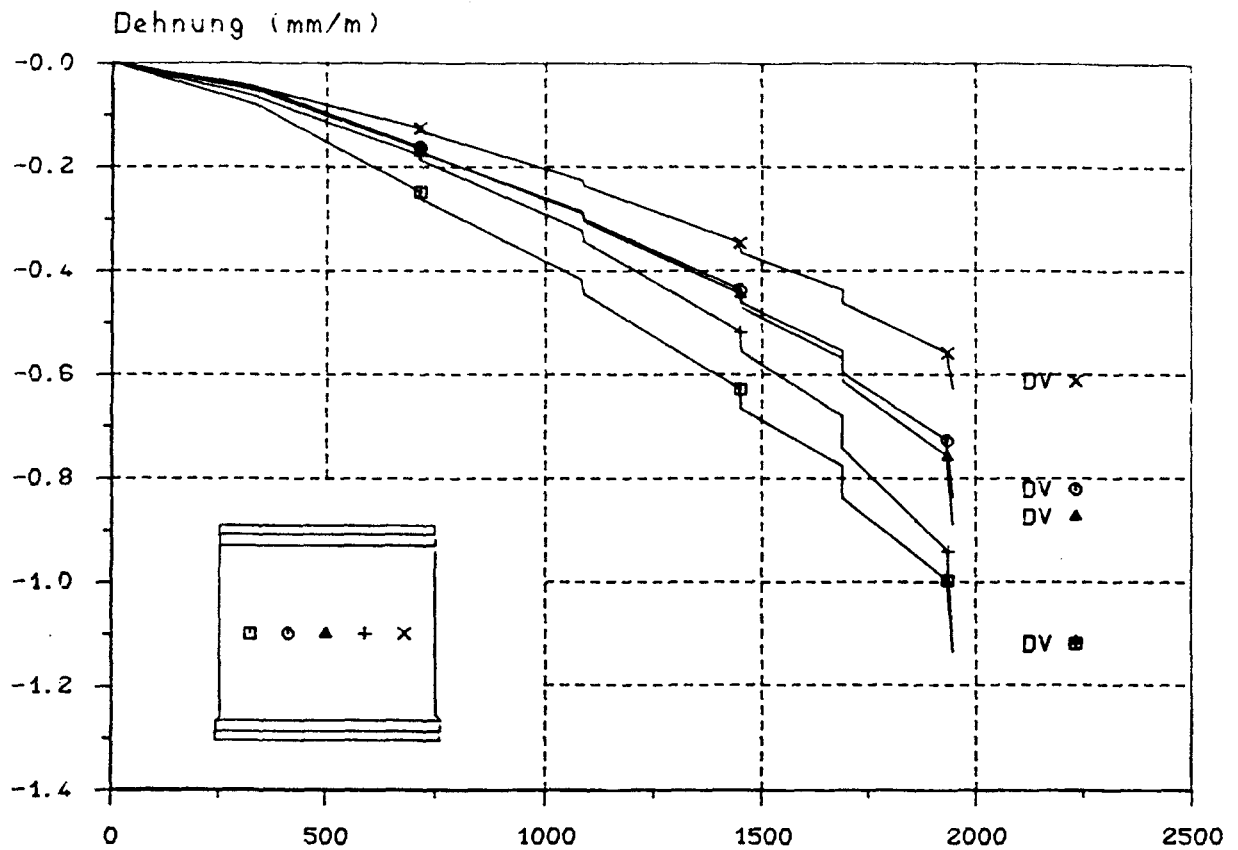


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 1947 kN

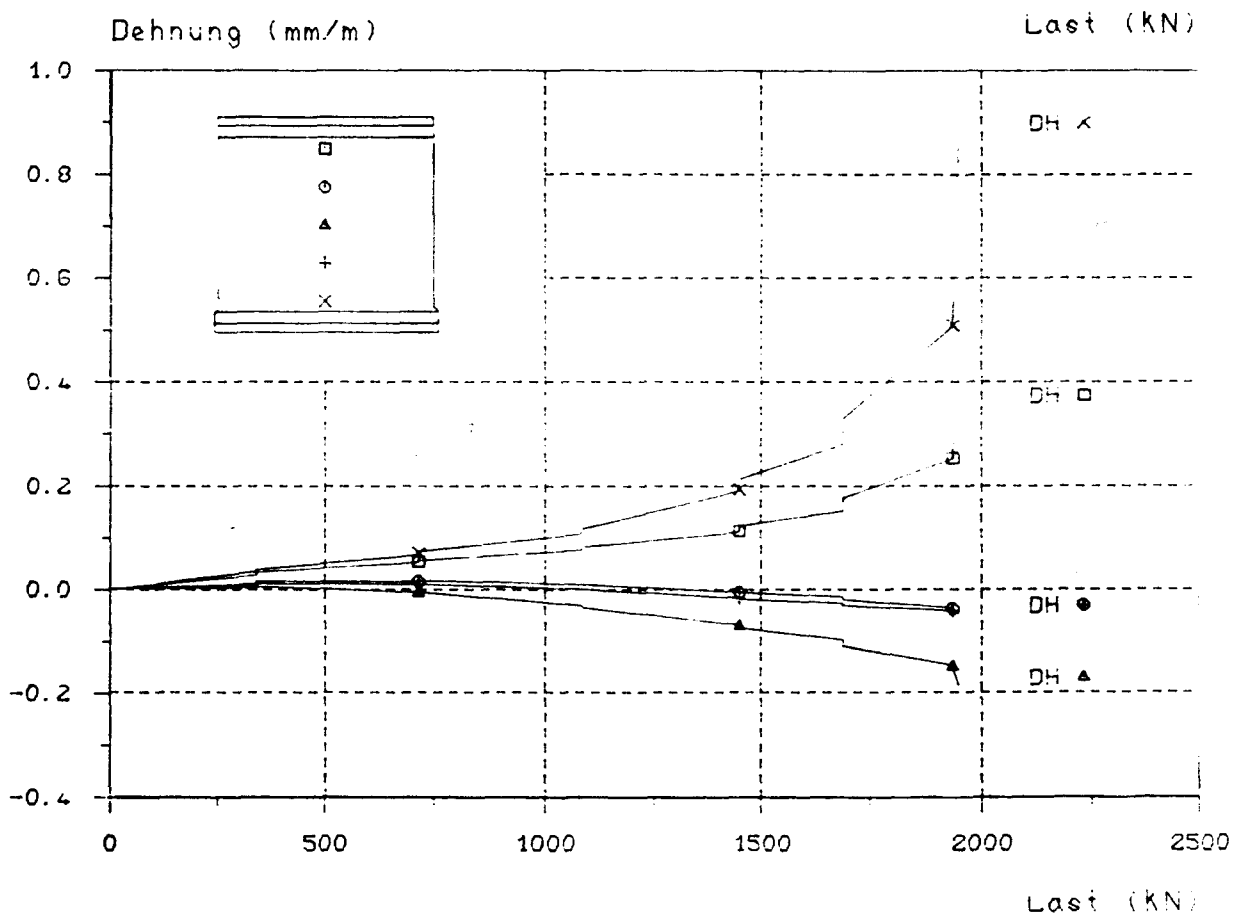
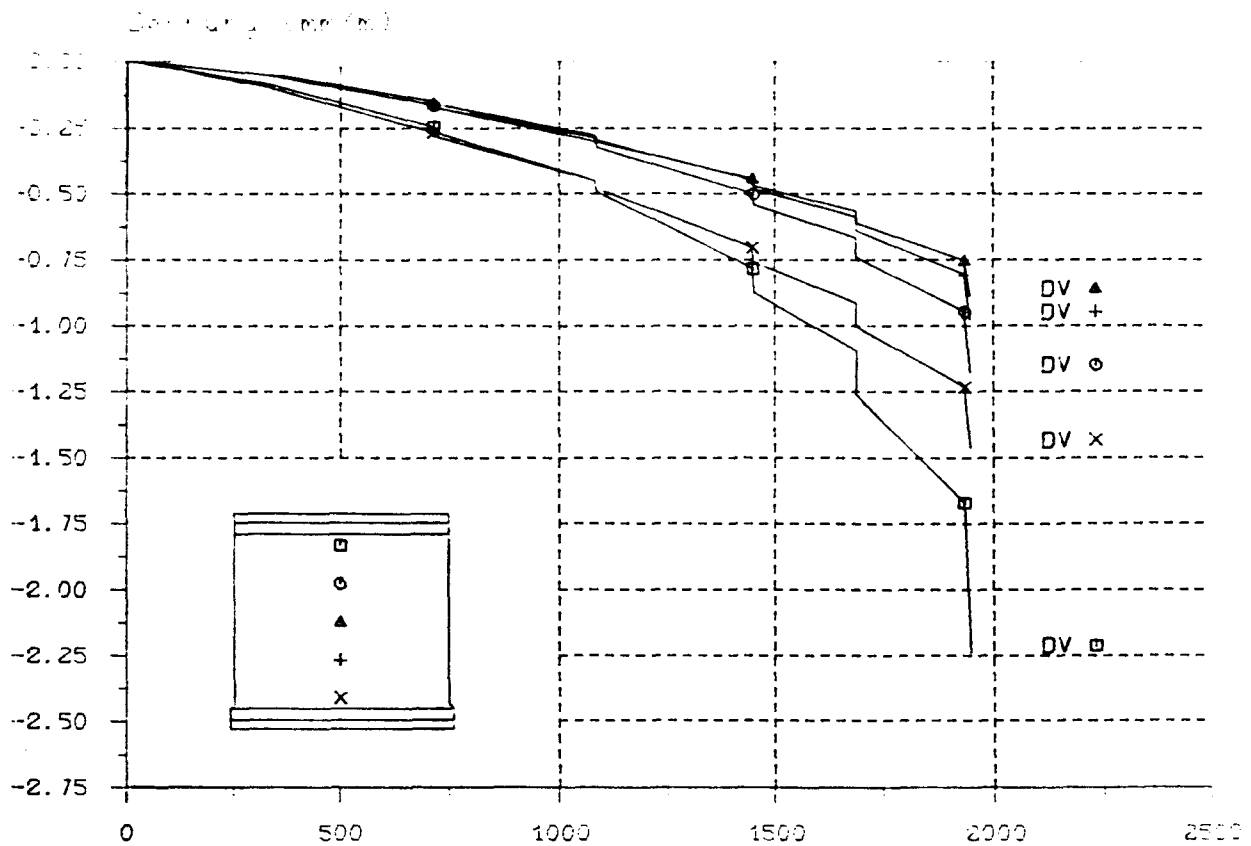


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

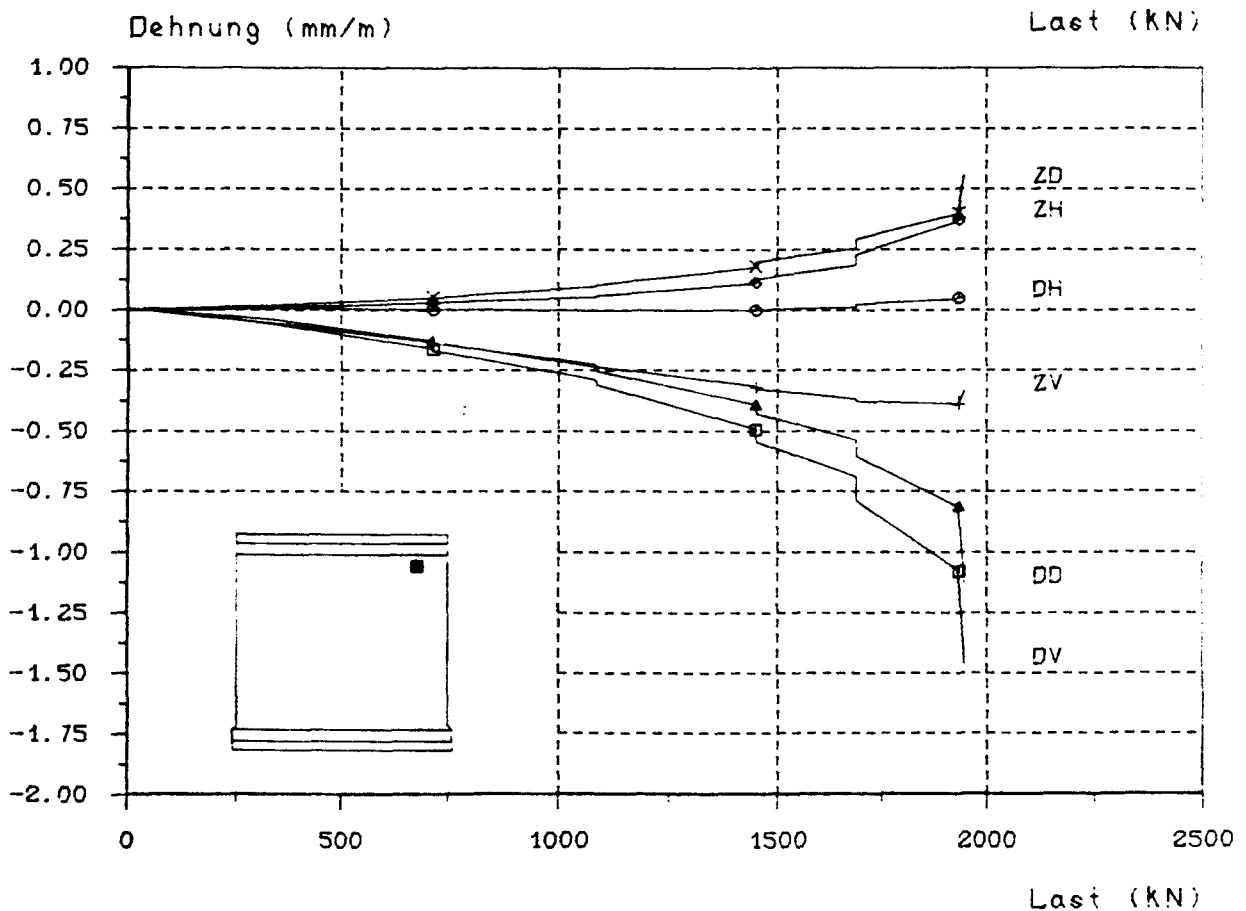
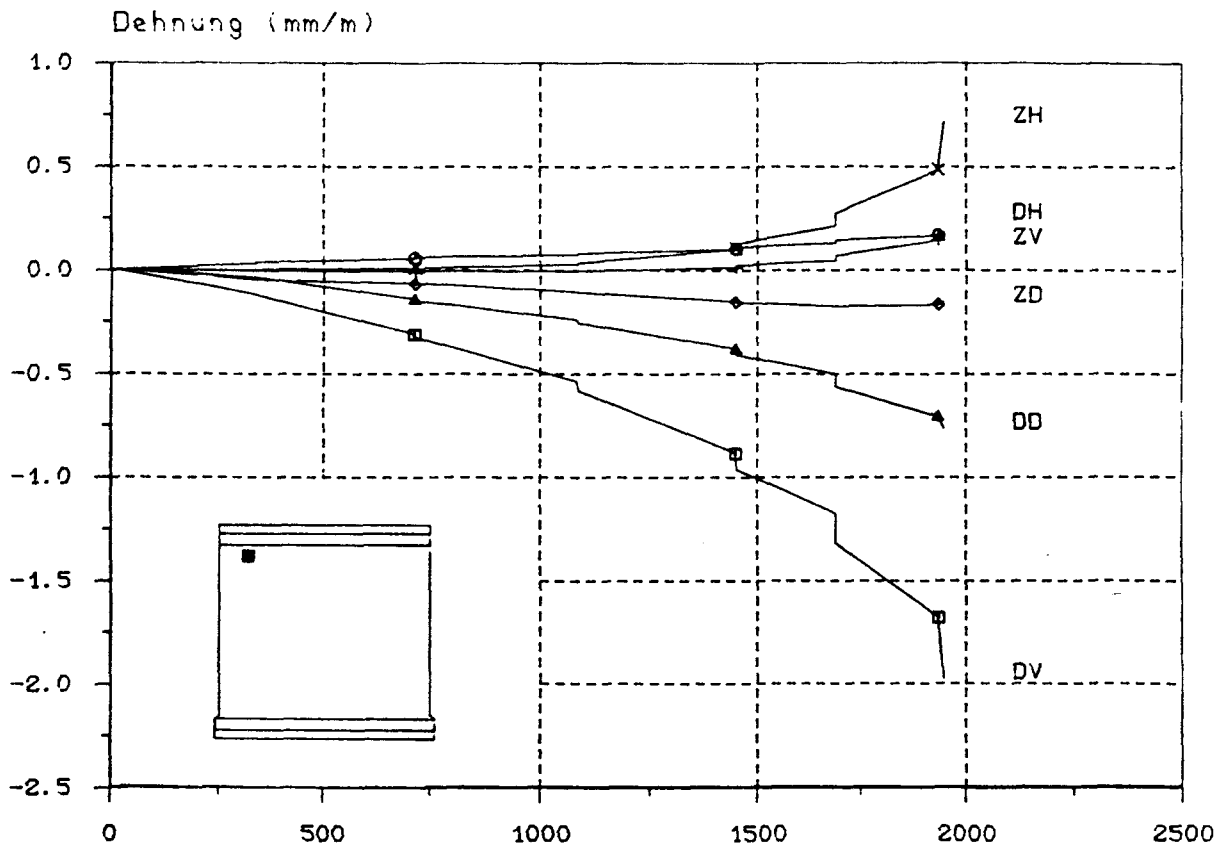
B I L D A 162

Versuchswand W 8



### Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



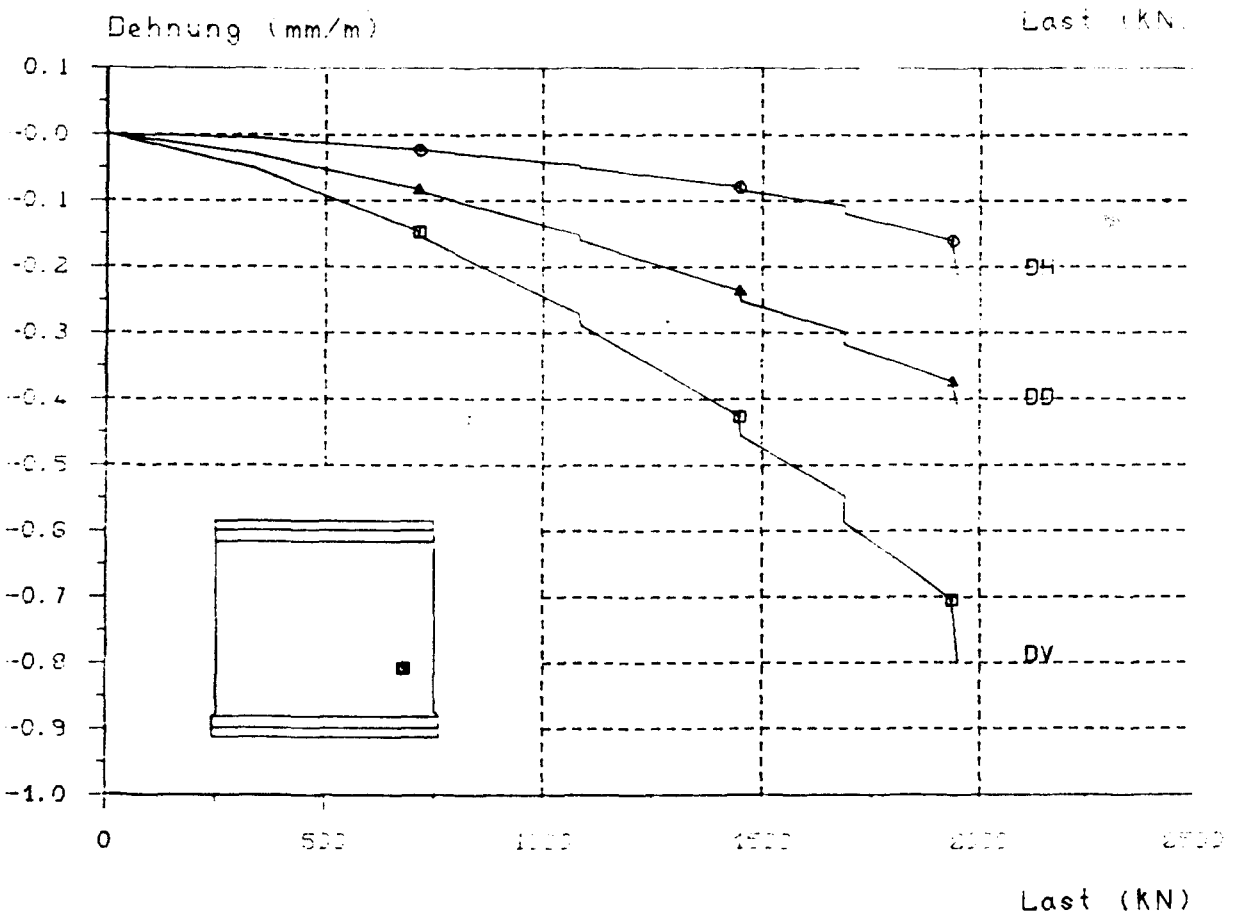
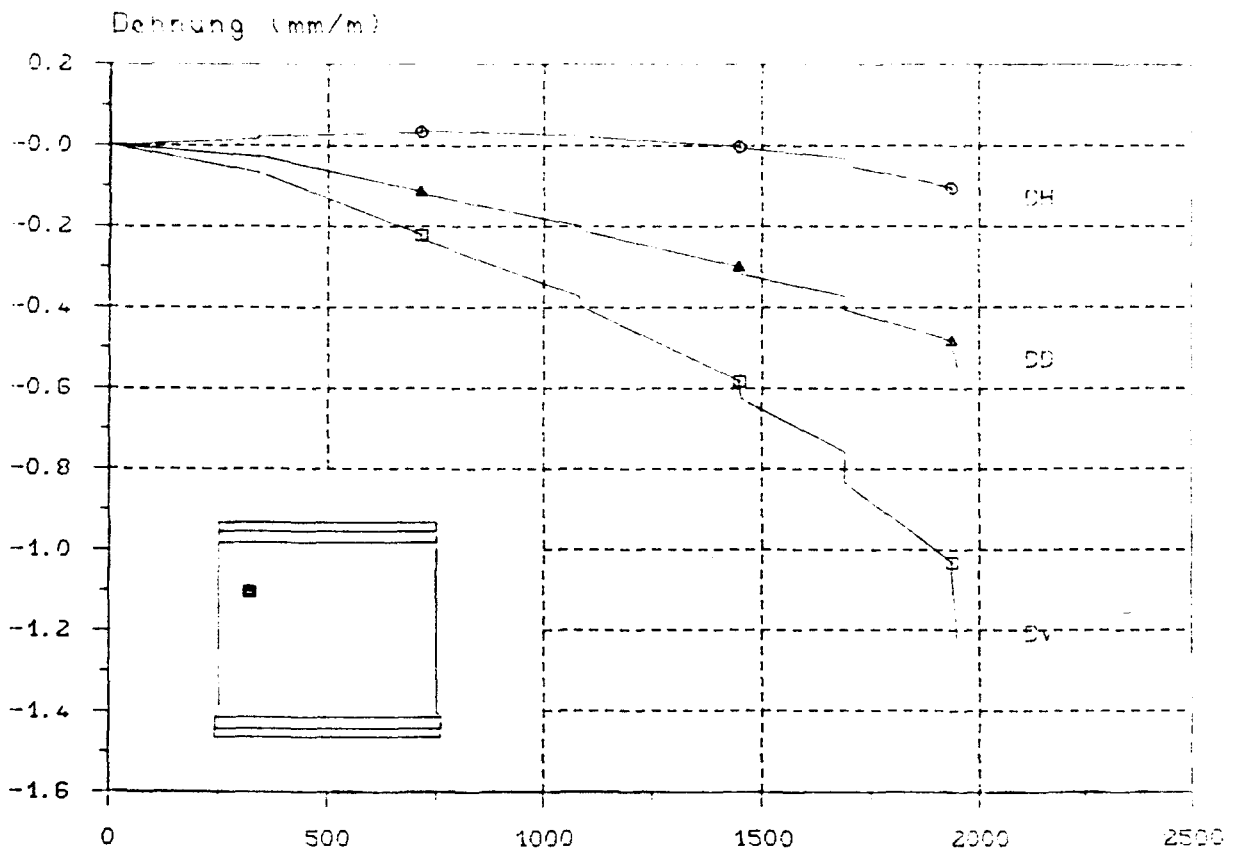
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 164

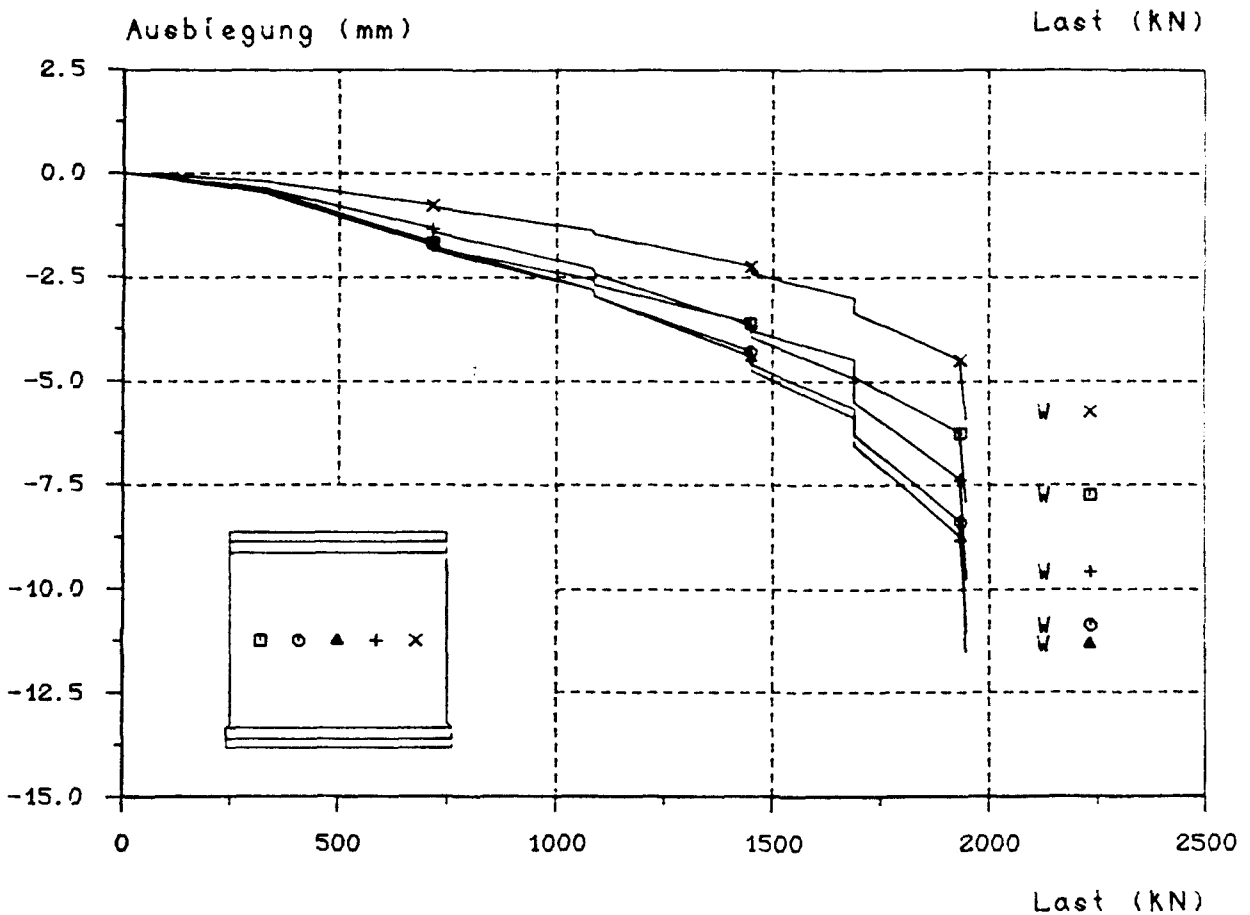
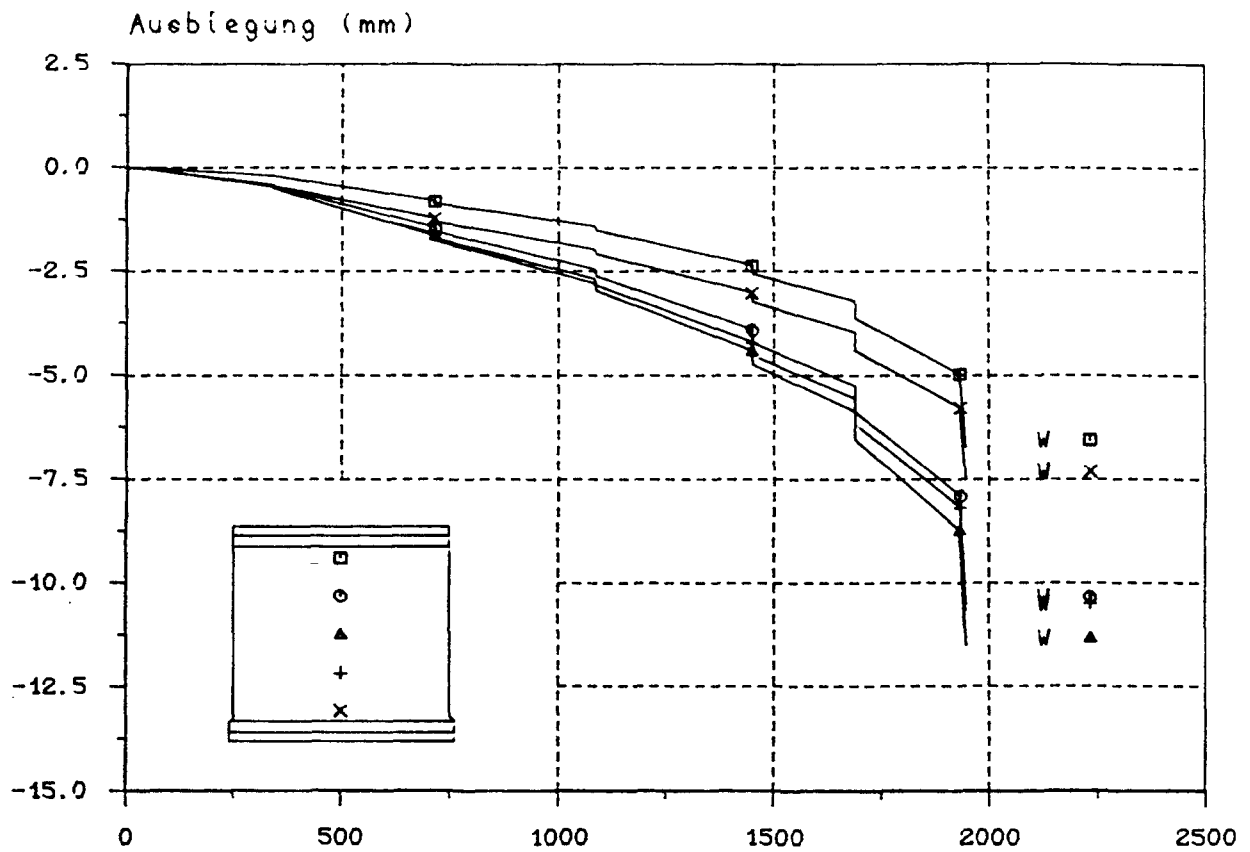
Versuchswand W 8





Dehnungs - Last - Diagramm

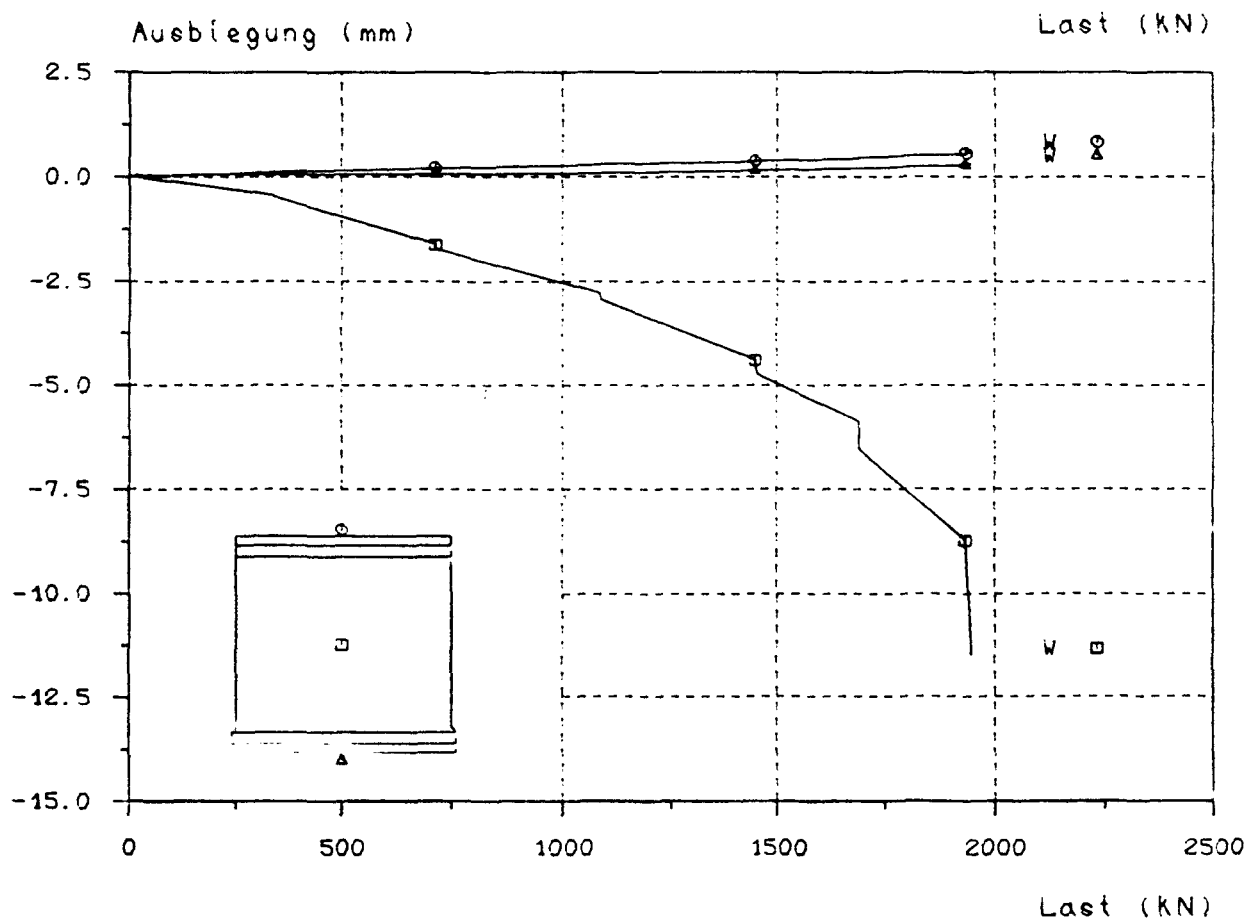
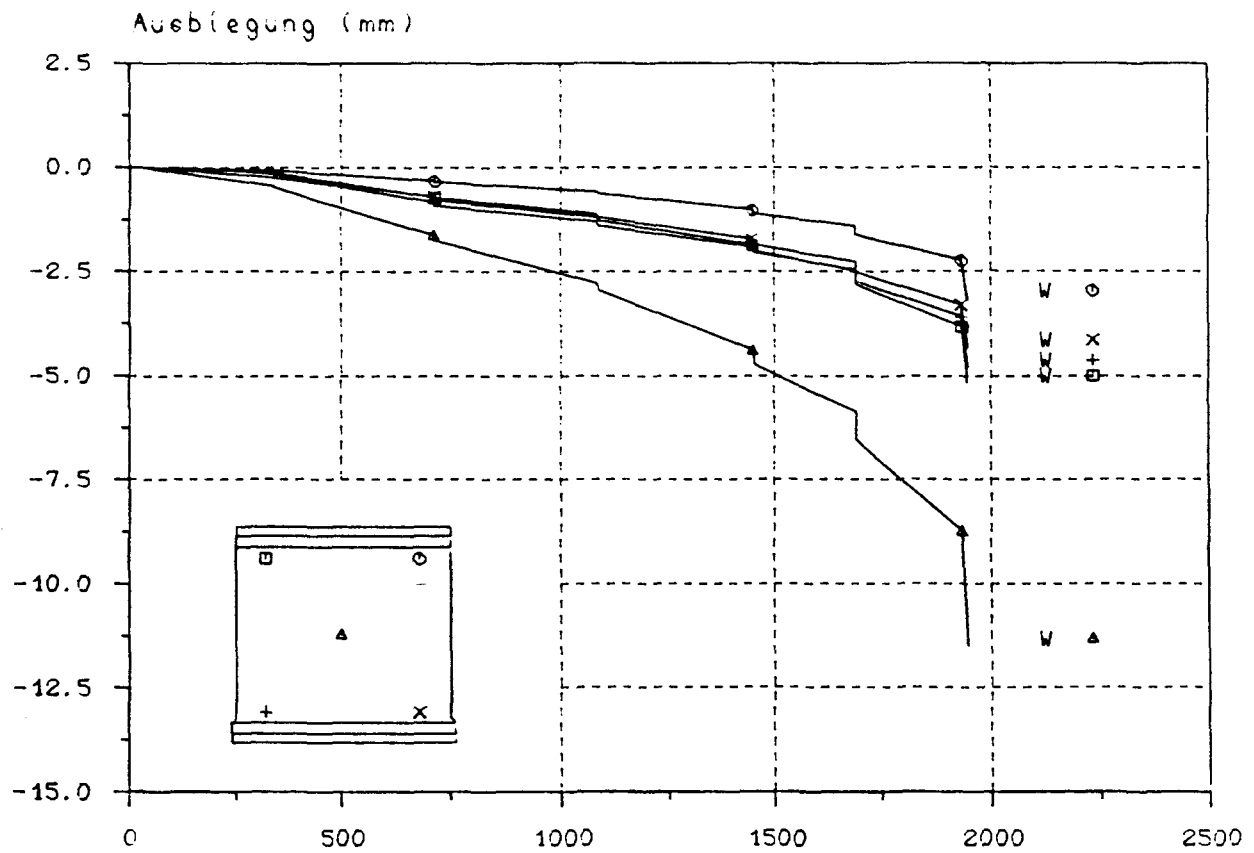
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



Ausbiegungs - Last - Diagramm

B I L D A 166

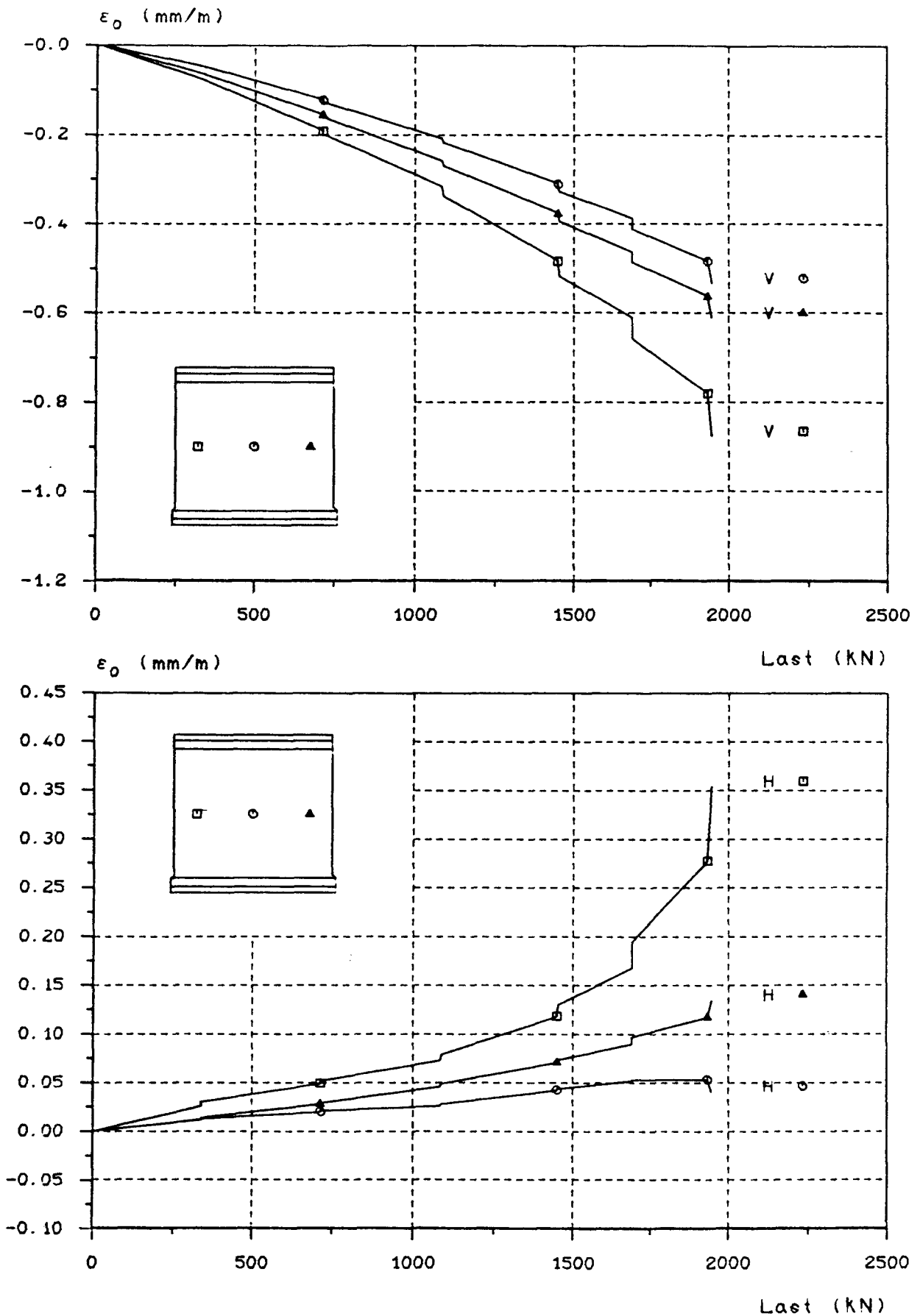
Versuchswand W 8



Ausbiegungs - Last - Diagramm

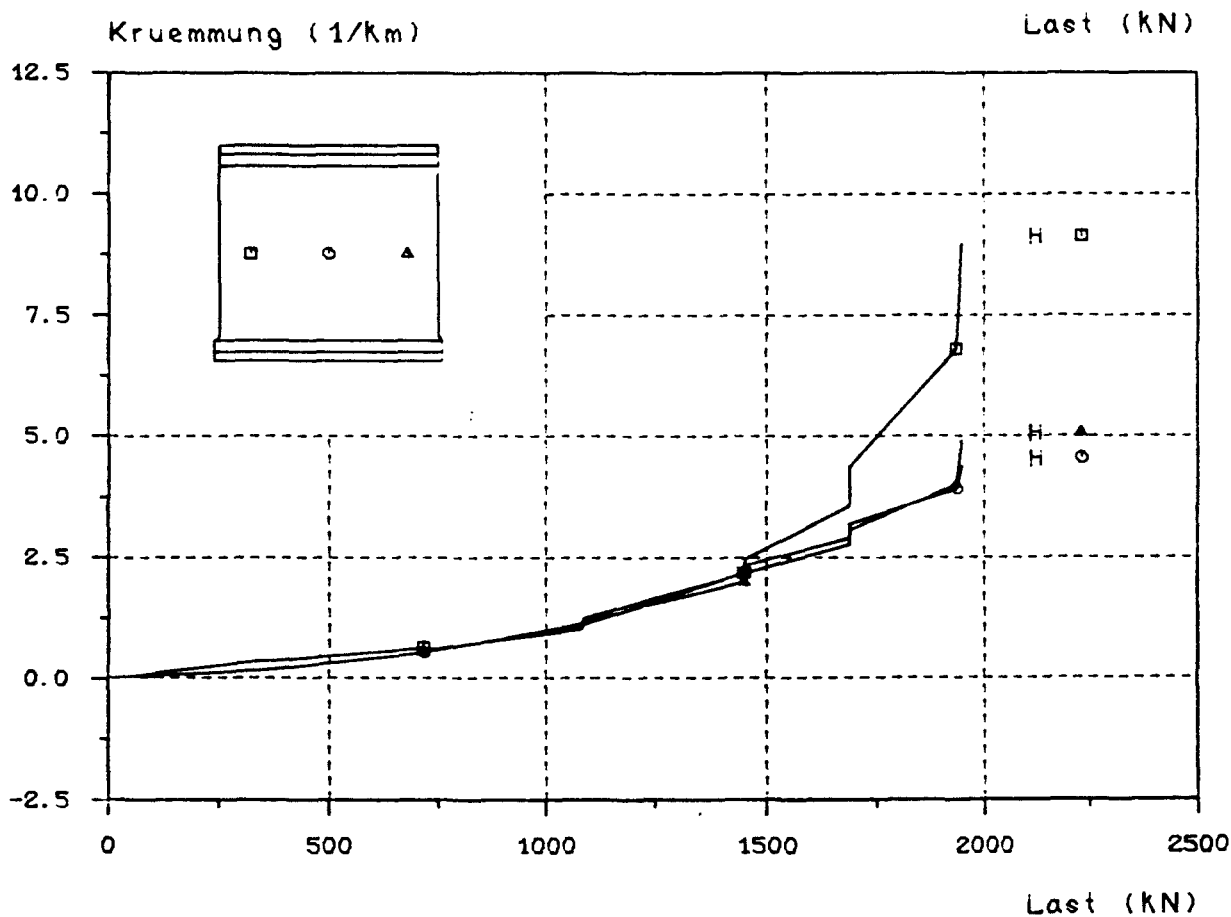
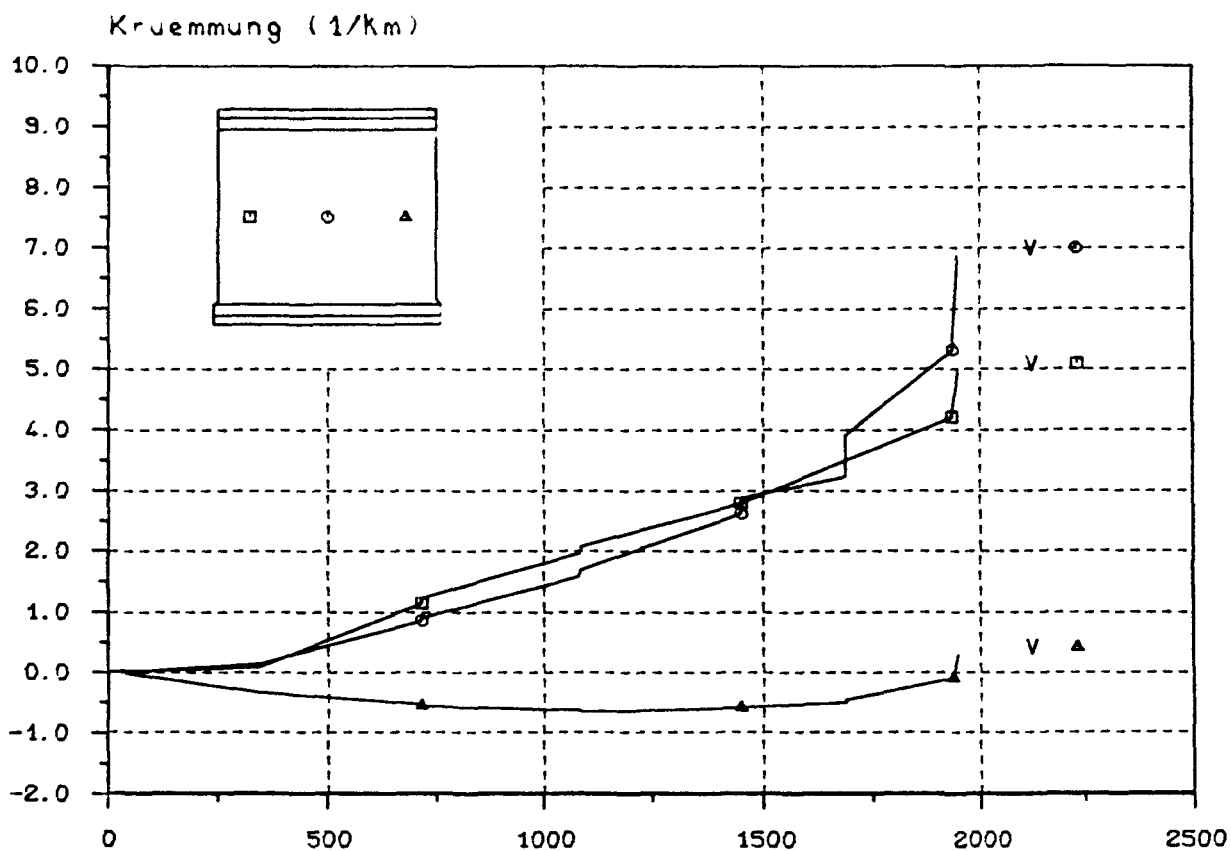
B I L D A 167

Versuchswand W 8



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



V e r s u c h s w a n d   W 9

4-seitig gelagert

d            = 86,0 mm

$e_k/d$        = 0,1

B e t o n

Alter       = 28 Tage

$\beta_{WVD}$        = 35,0    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_p$            = 26,0    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$          = 2,80    N/mm<sup>2</sup>

E-Modul = 23,9    kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

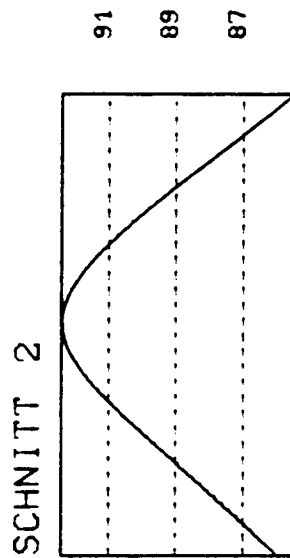
unbewehrt

E r g e b n i s

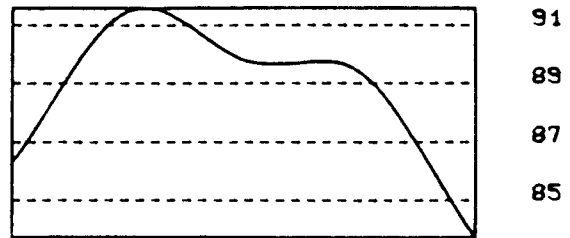
tot  $F_u$     = 3,132 MN



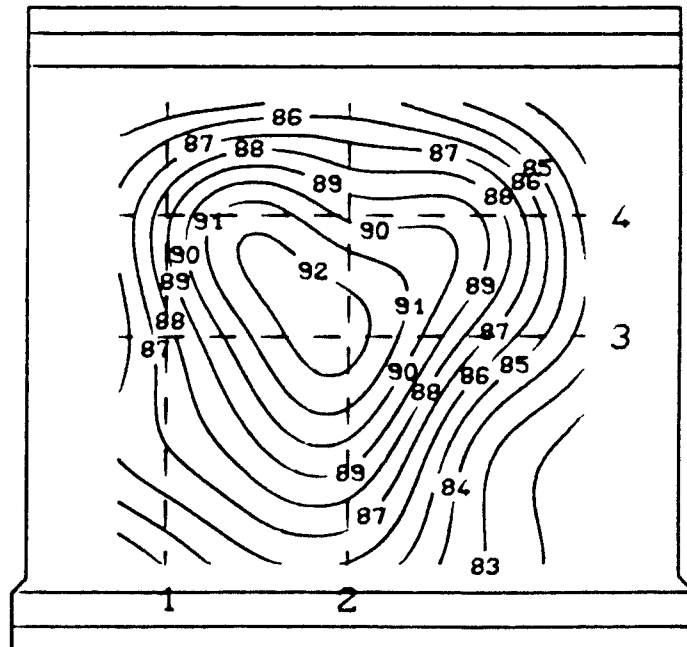
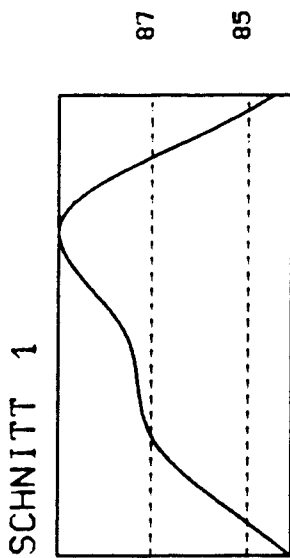
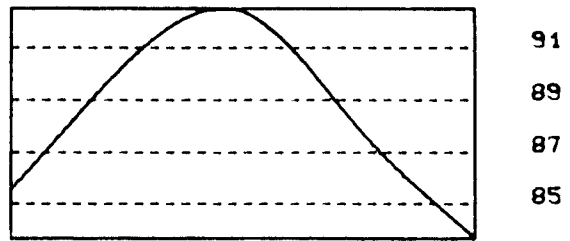




SCHNITT 4

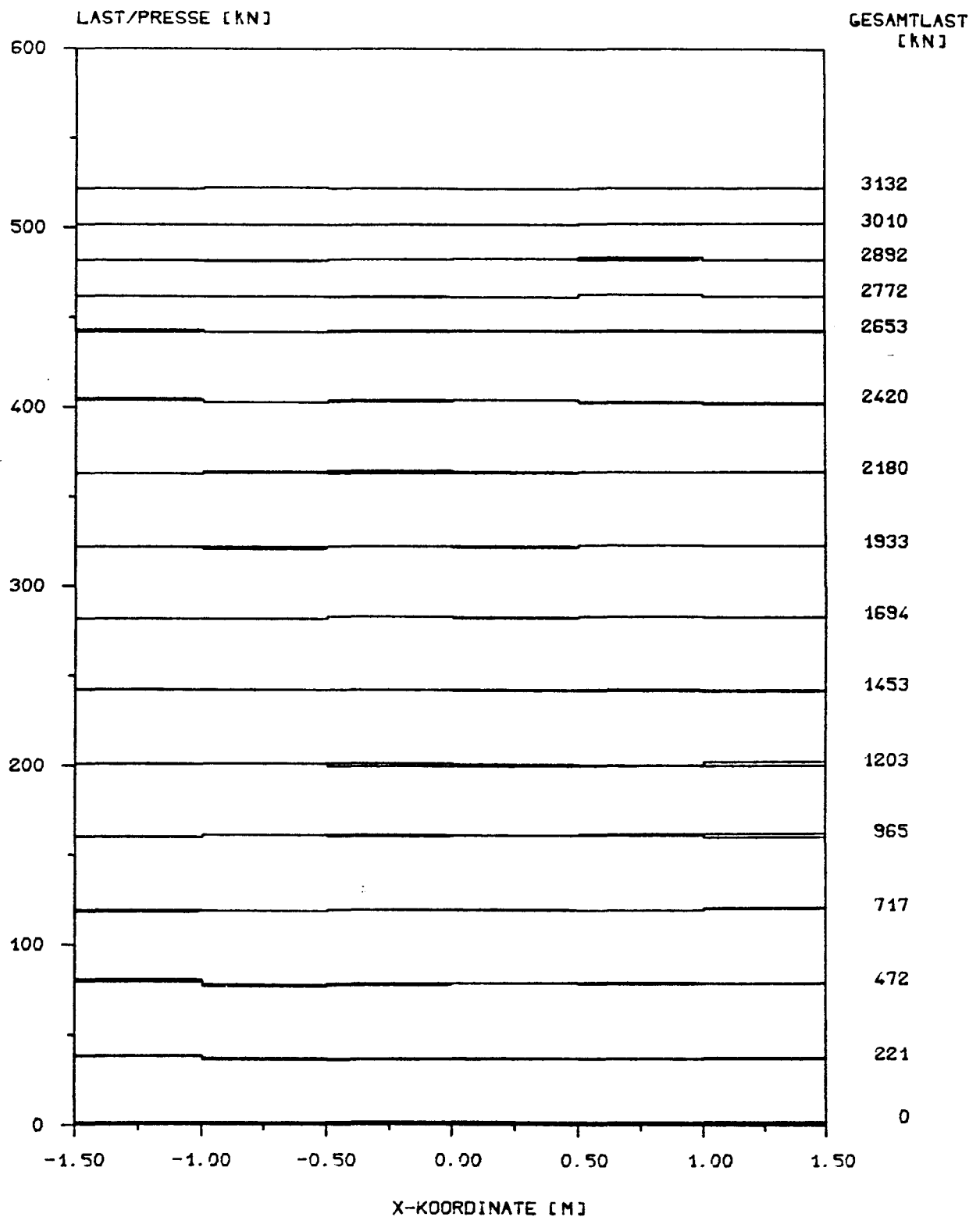


SCHNITT 3



Linien gleicher W a n d d i c k e n

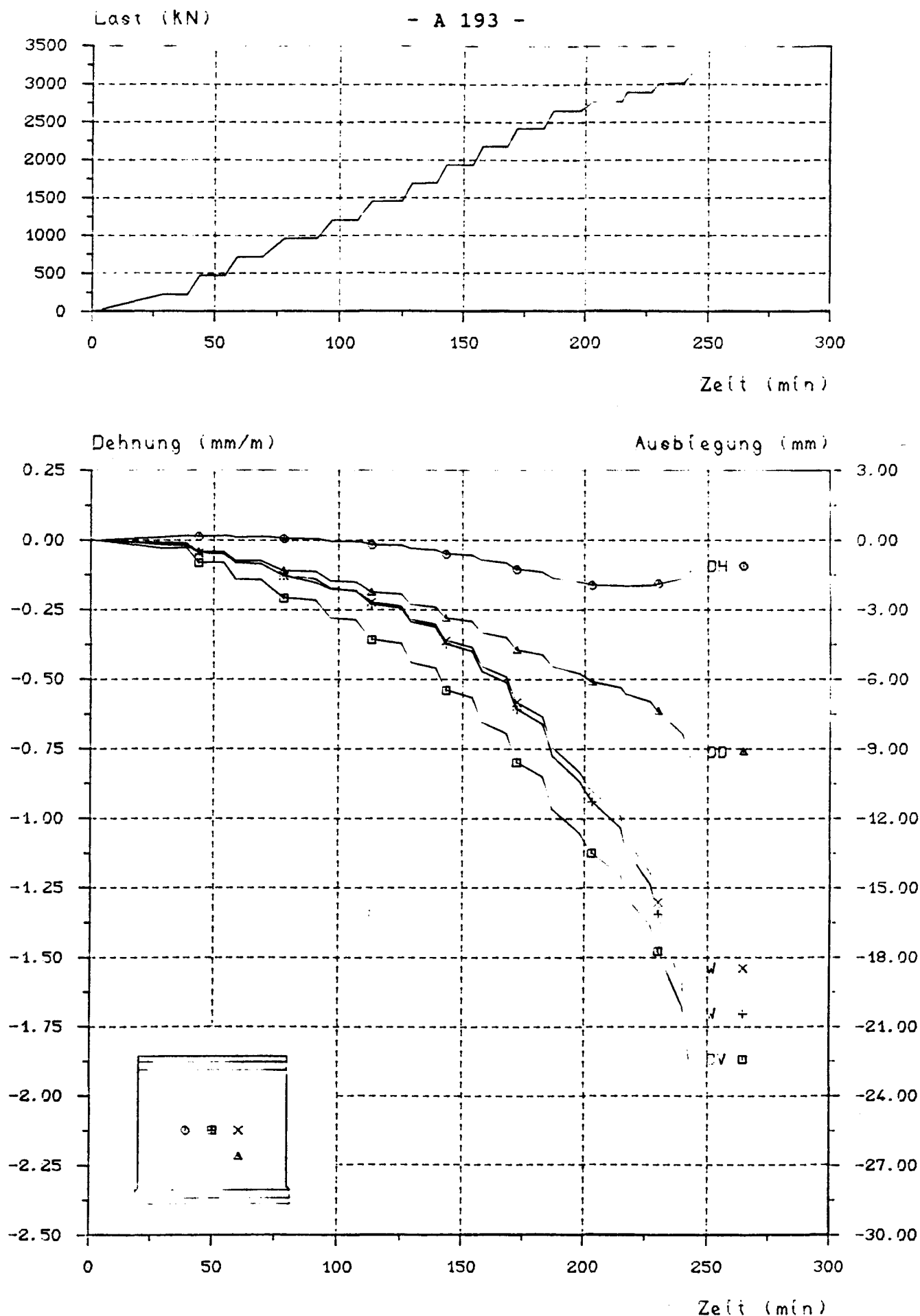
W a n d t o p o l o g i e



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 171

Versuchswand W 9



Last - Zeit - bzw. Verformungs - Zeit - Diagramm

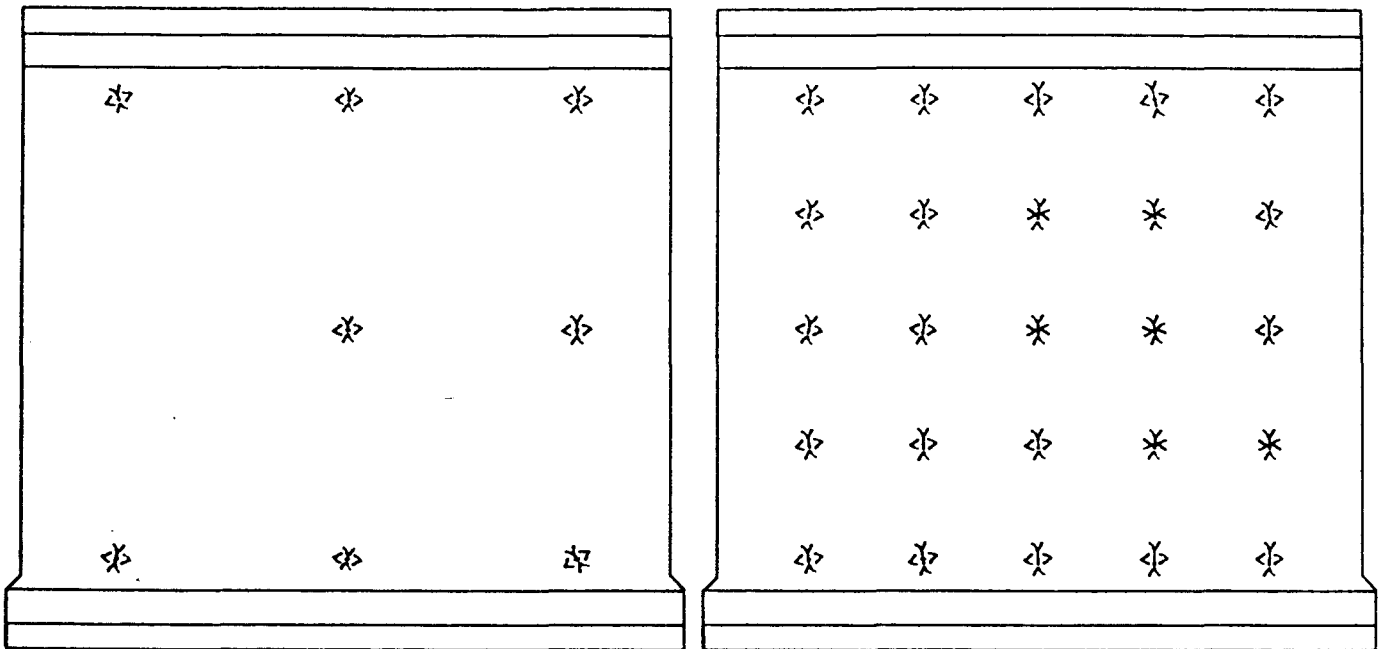
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, W = Ausbiegung

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

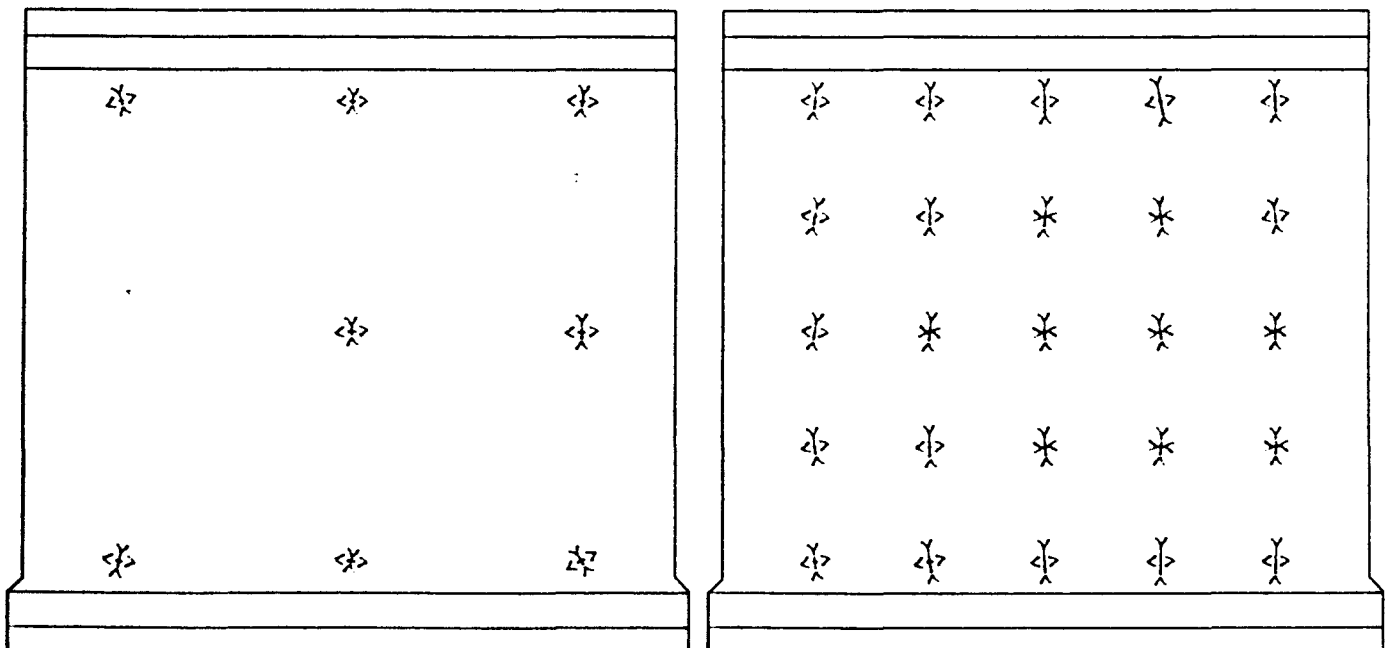
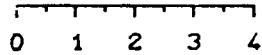
Zugseite

Last = 716 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1206 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 173

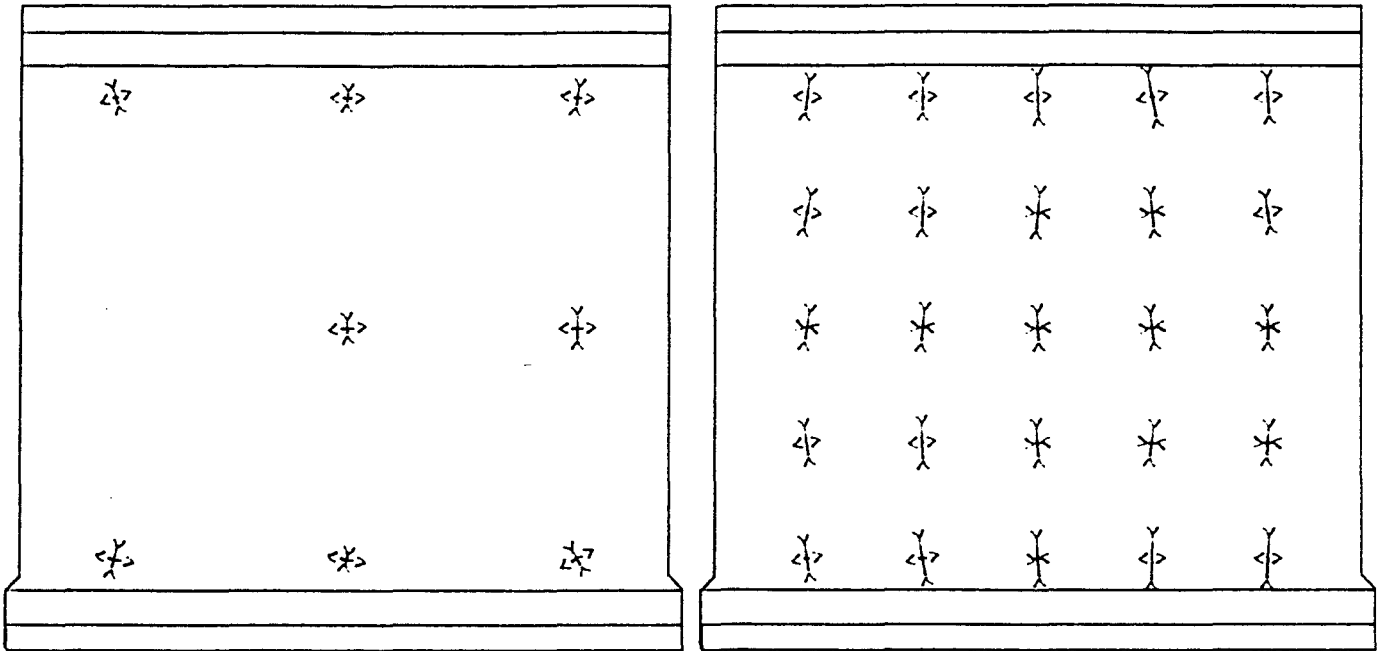
Versuchswand W 9

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

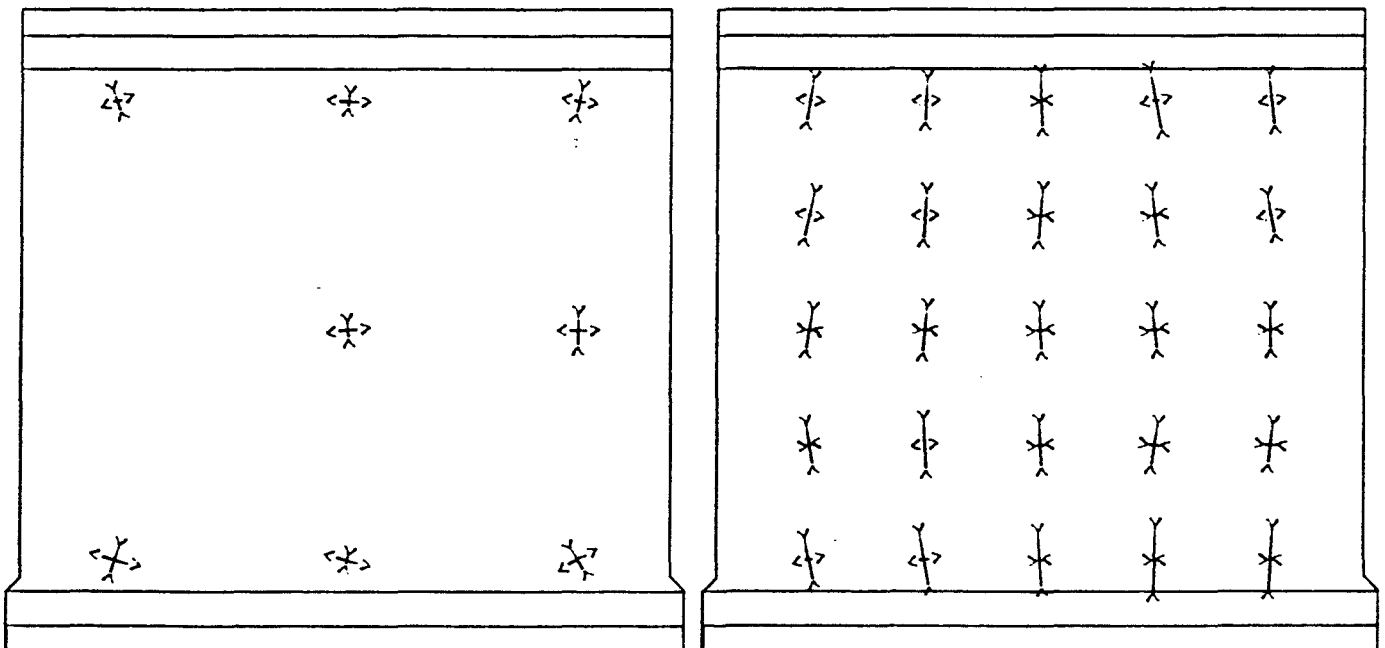
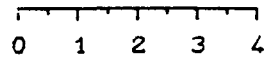
Zugseite

Last = 1693 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2180 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 174

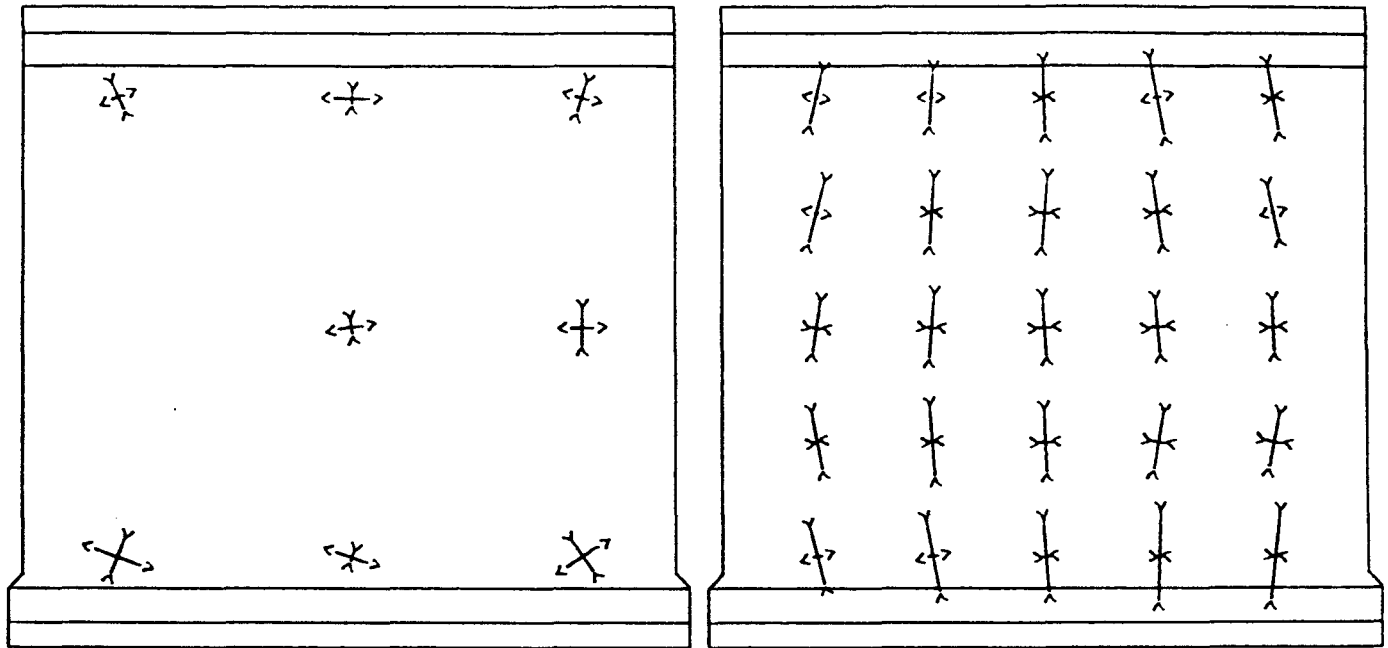
Versuchswand W 9

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

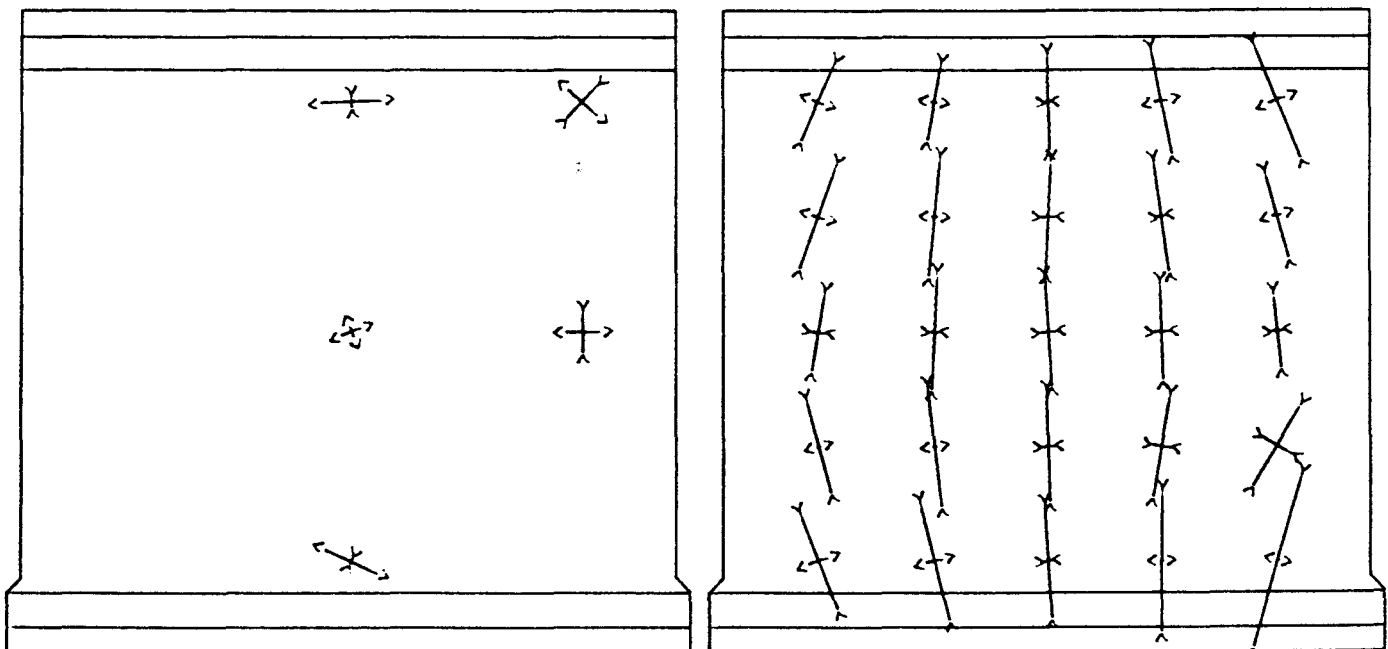
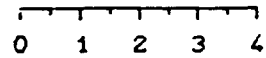
Zugseite

Last = 2653 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 3152 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

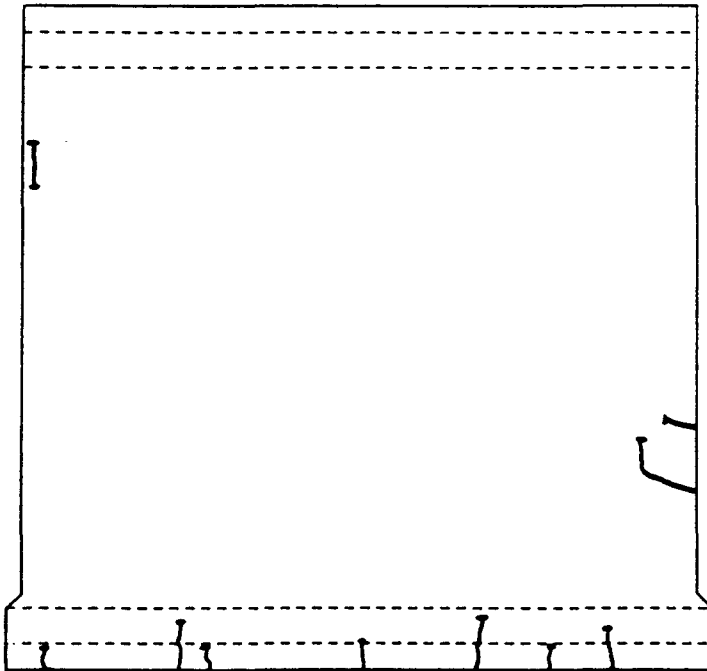
B I L D   A   175

Versuchswand W 9

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

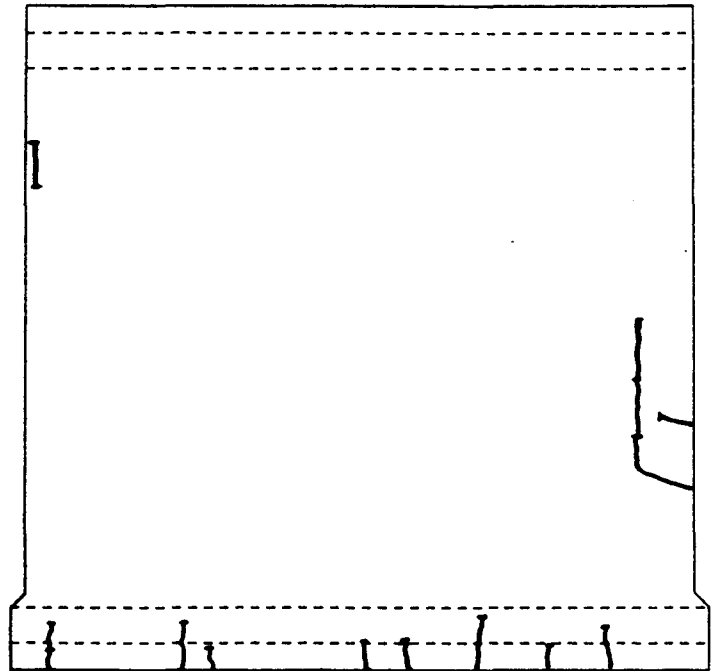
Laststufe 7

Last = 1693 kN



Laststufe 9

Last = 2180 kN



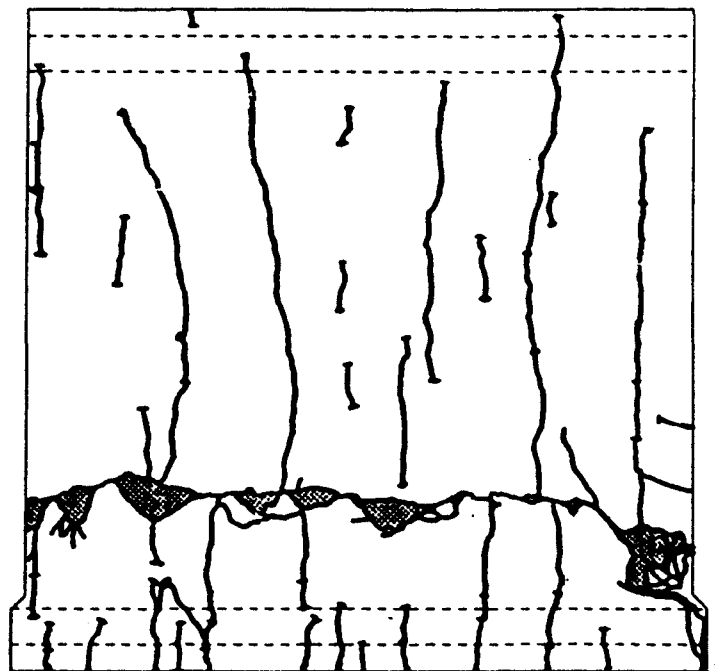
Laststufe 11

Last = 2653 kN



Laststufe 15

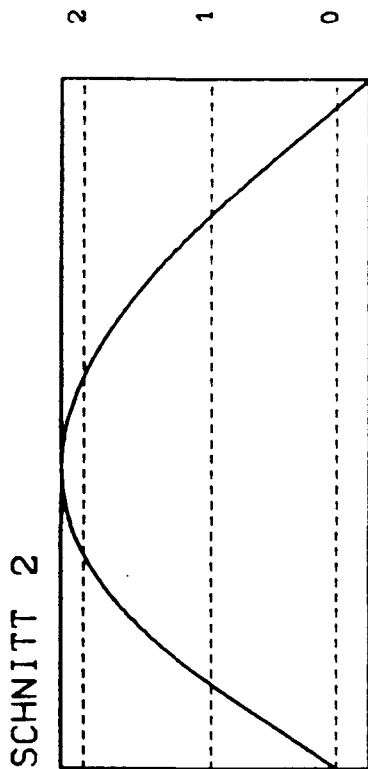
Last = 3132 kN



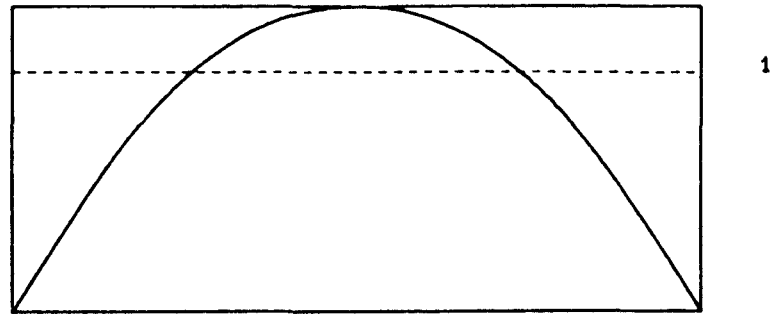
R i ß b i l d e r   d e r   Z u g s e i t e

B I L D   A 176

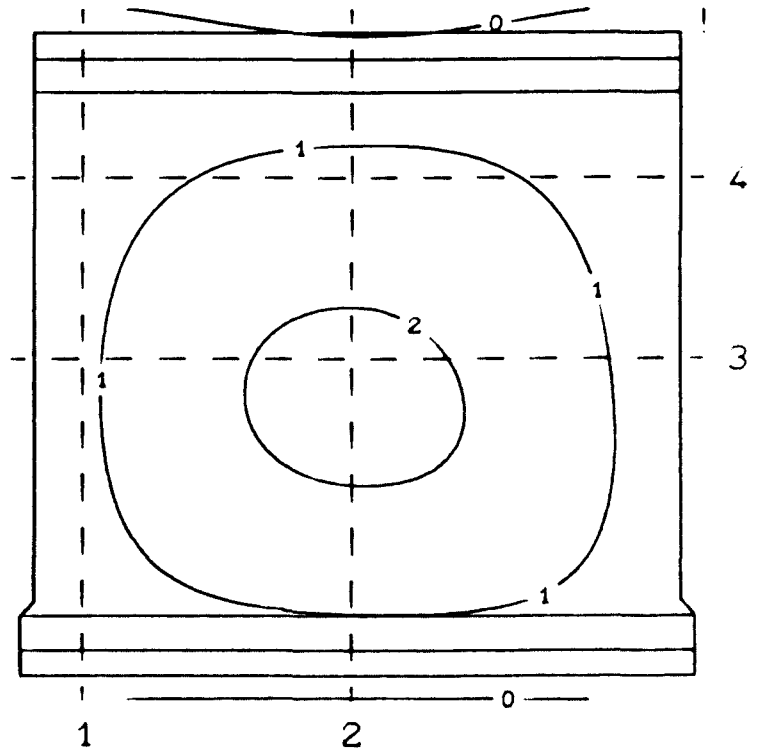
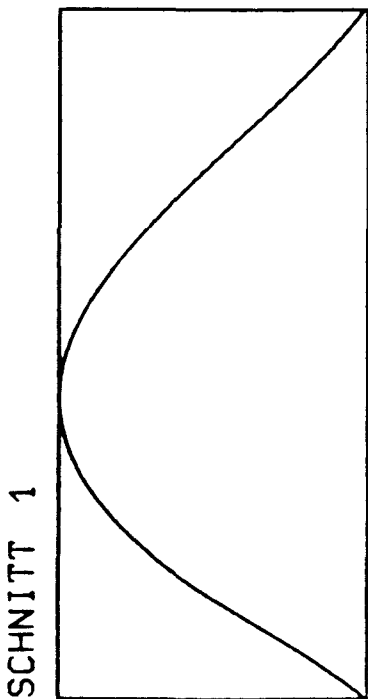
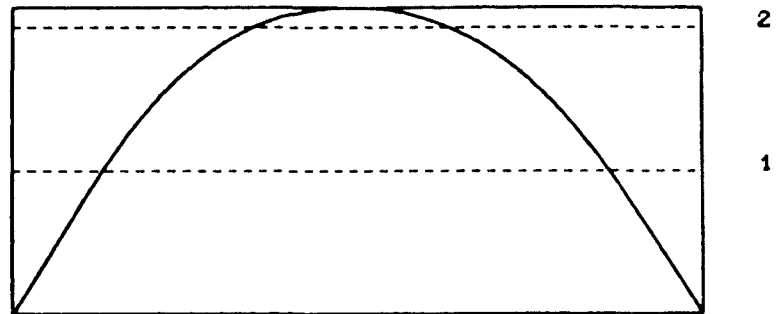
Versuchswand W 9



SCHNITT 4



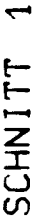
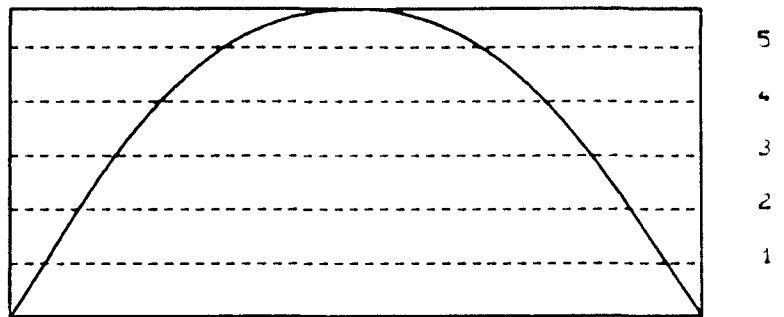
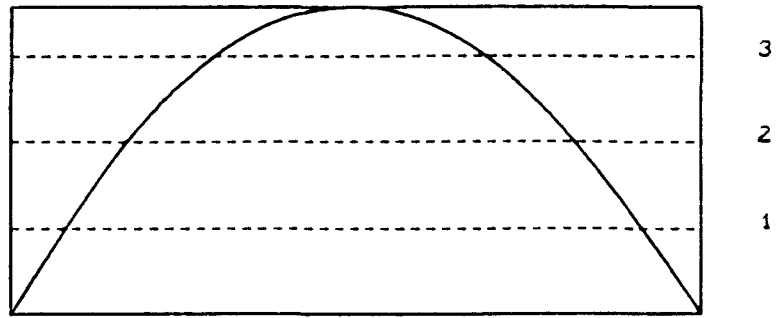
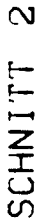
SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 1206 kN



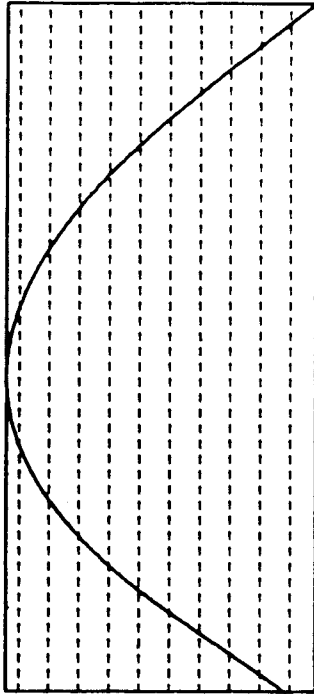


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

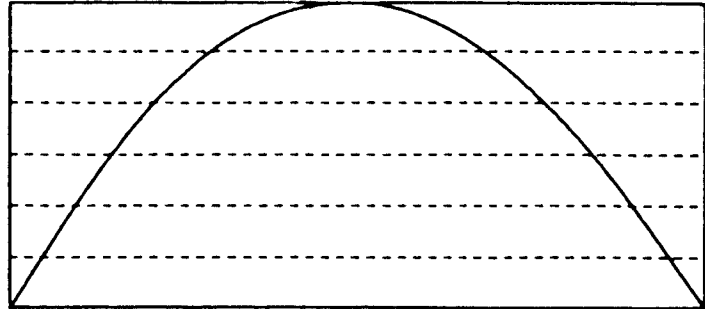
**Last = 2180 kN**

9 8 7 6 5 4 3 2 1 0

SCHNITT 2

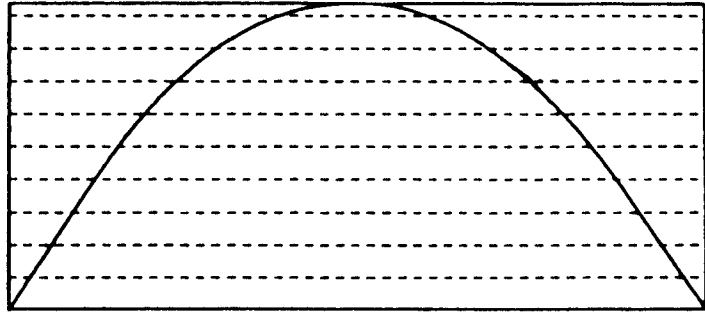


SCHNITT 4



5  
4  
3  
2  
1

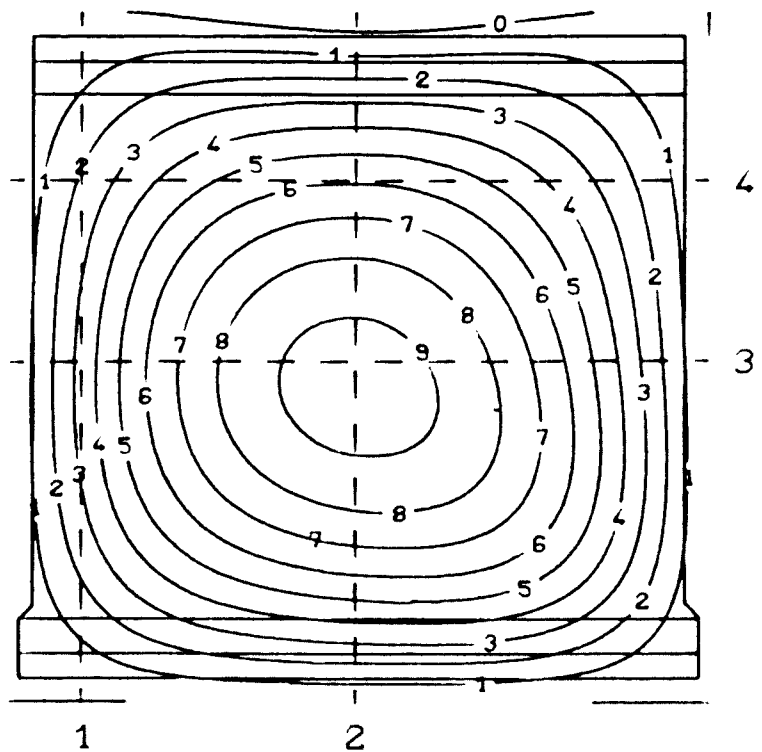
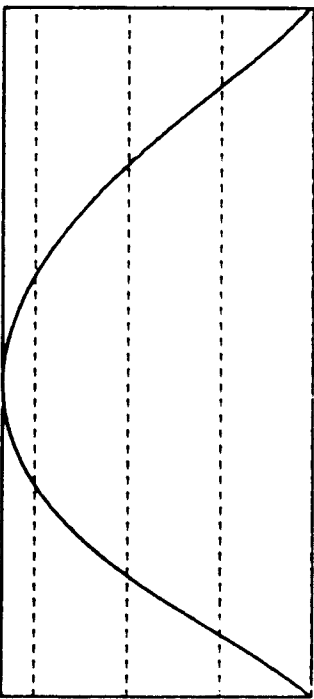
SCHNITT 3



9  
8  
7  
6  
5  
4  
3  
2  
1

3 2 1 0

SCHNITT 1

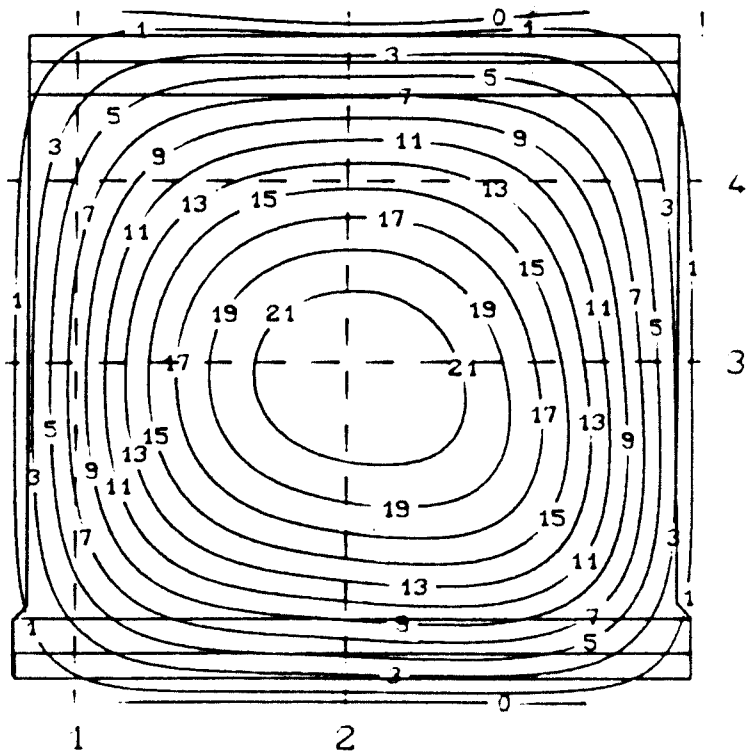
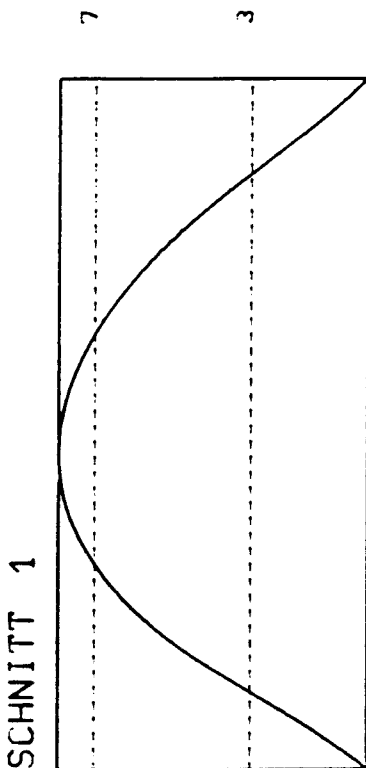
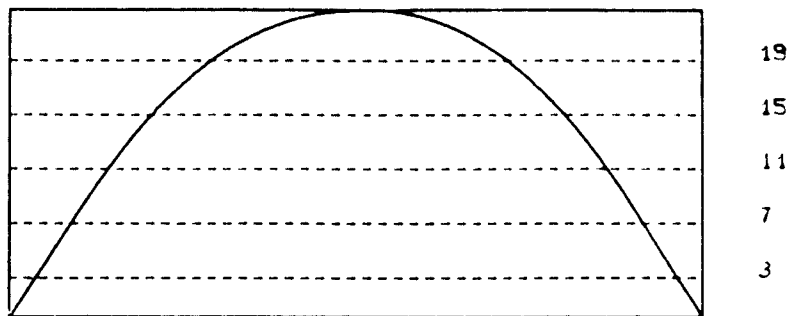
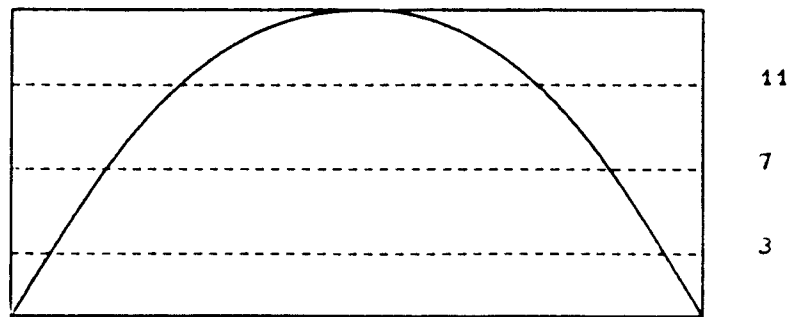
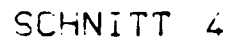
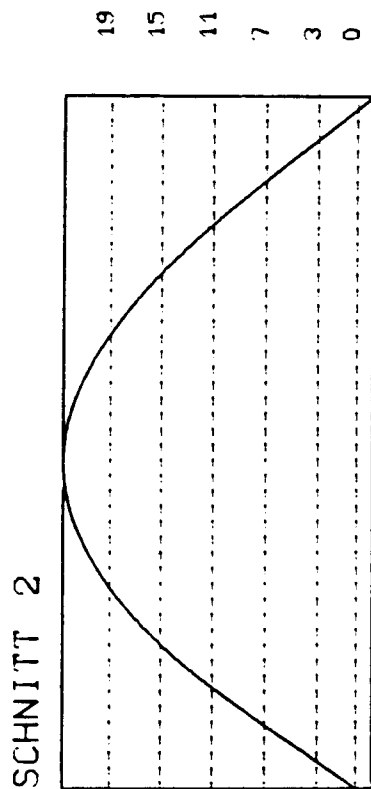


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2653 kN

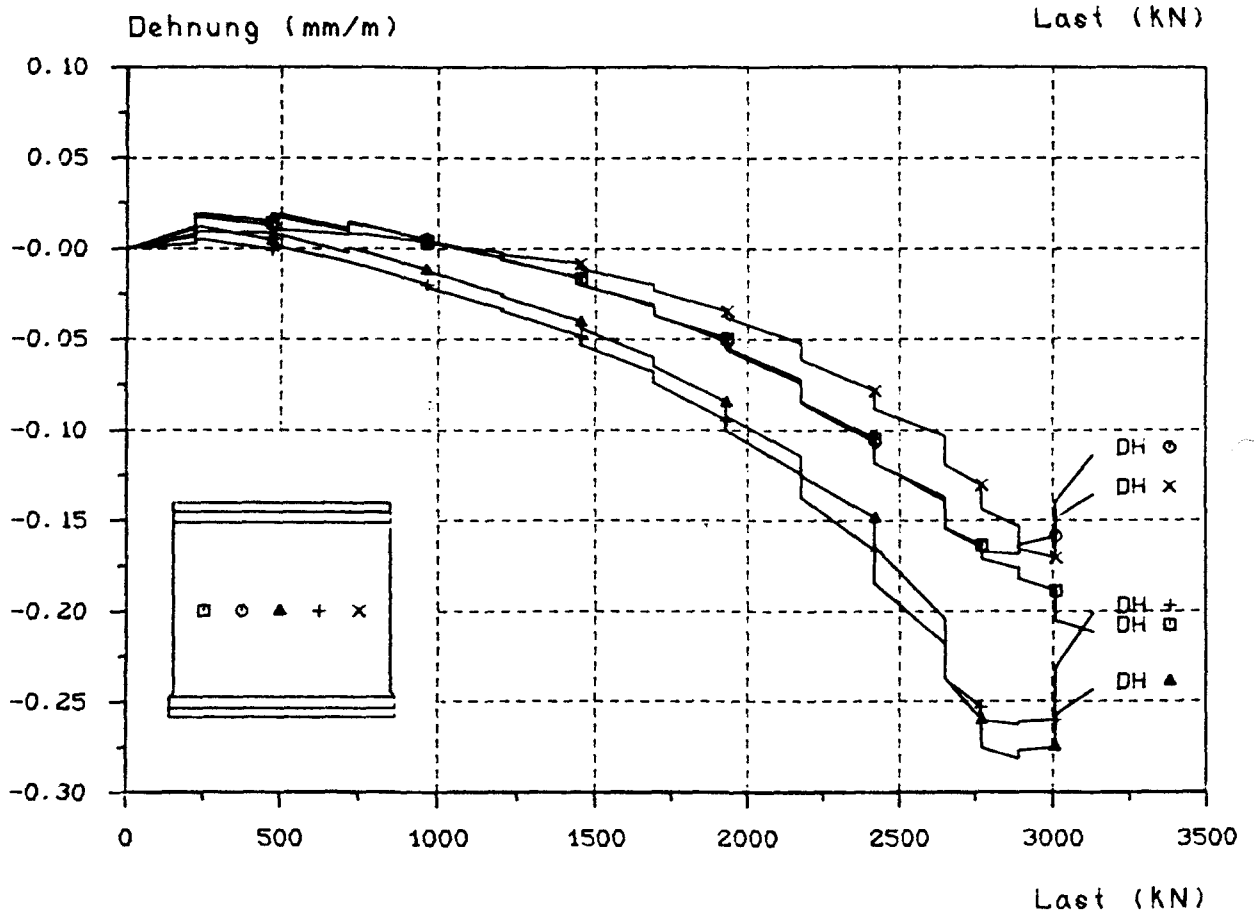
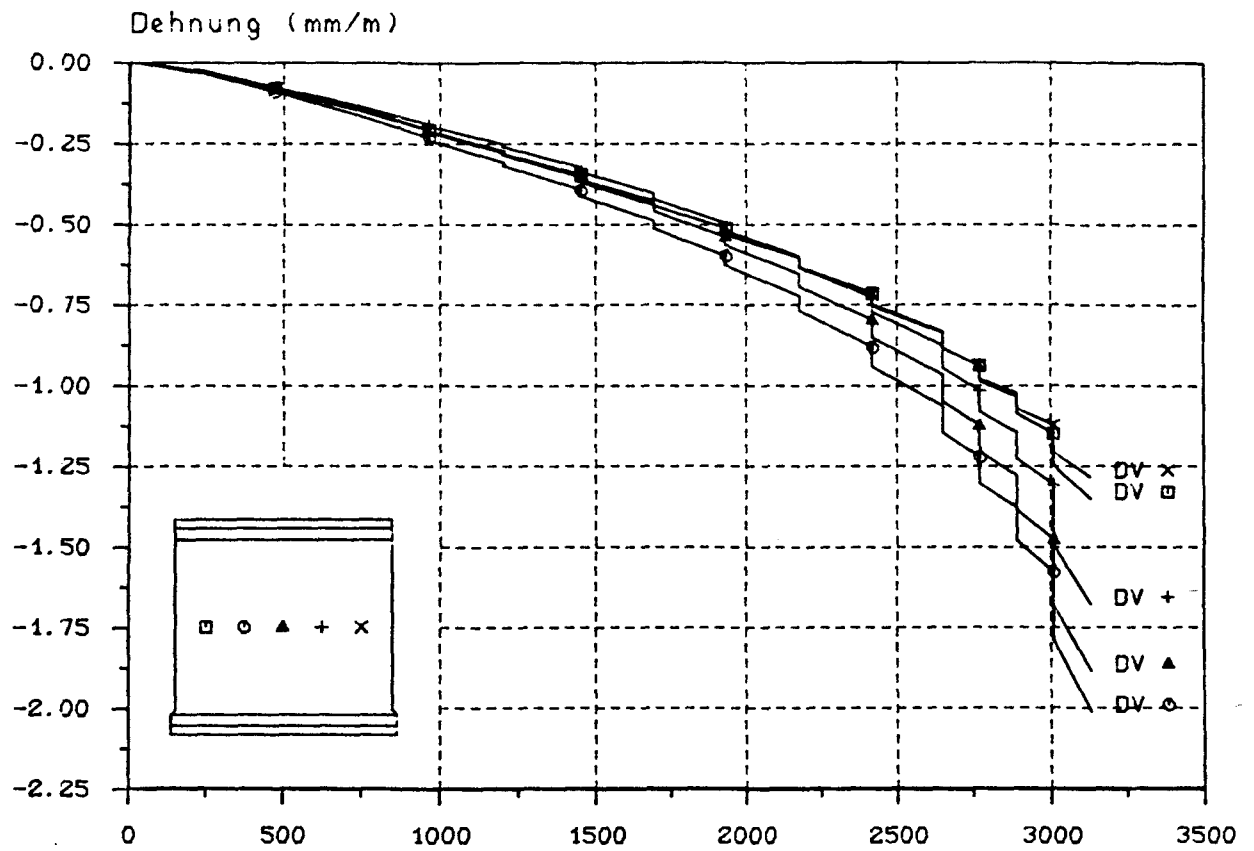
B I L D A 179

Versuchswand W 9



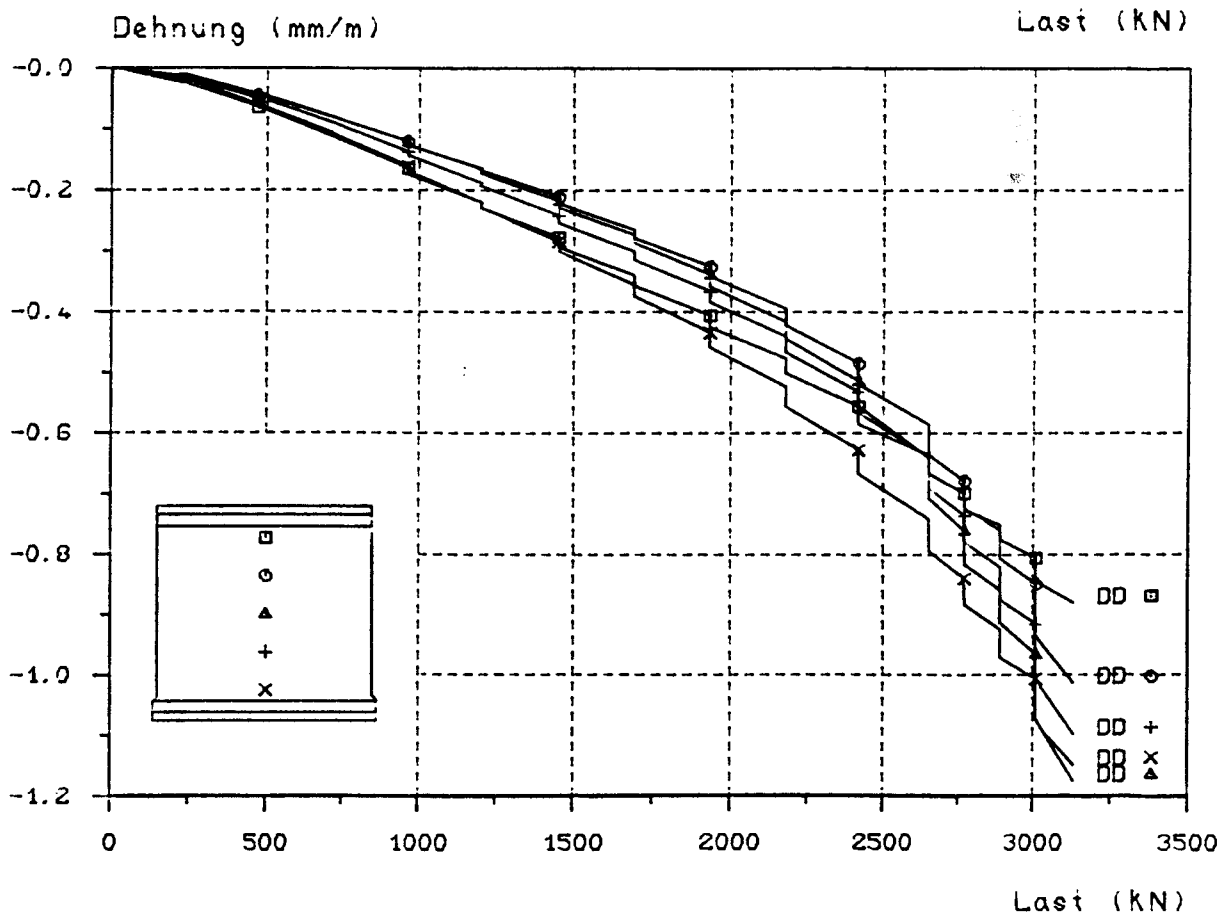
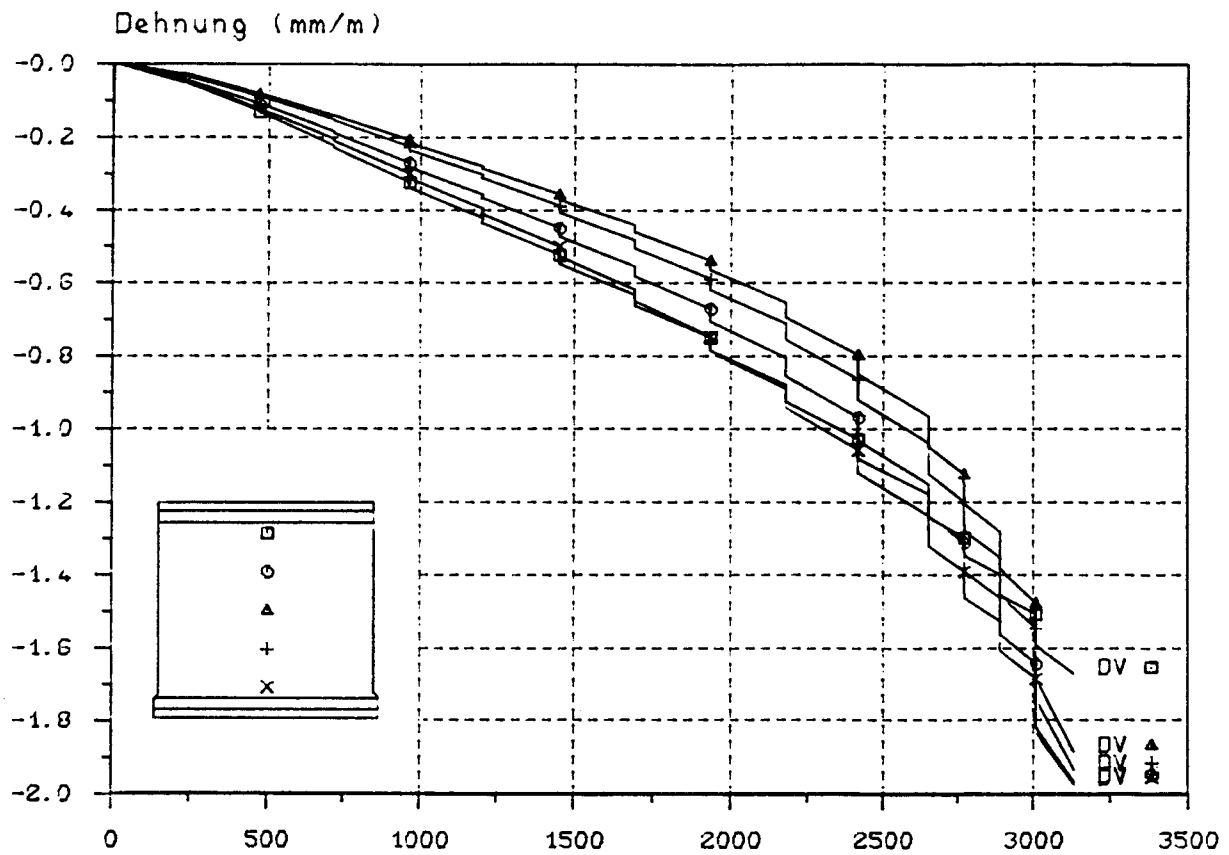
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

**Last = 3132 kN**



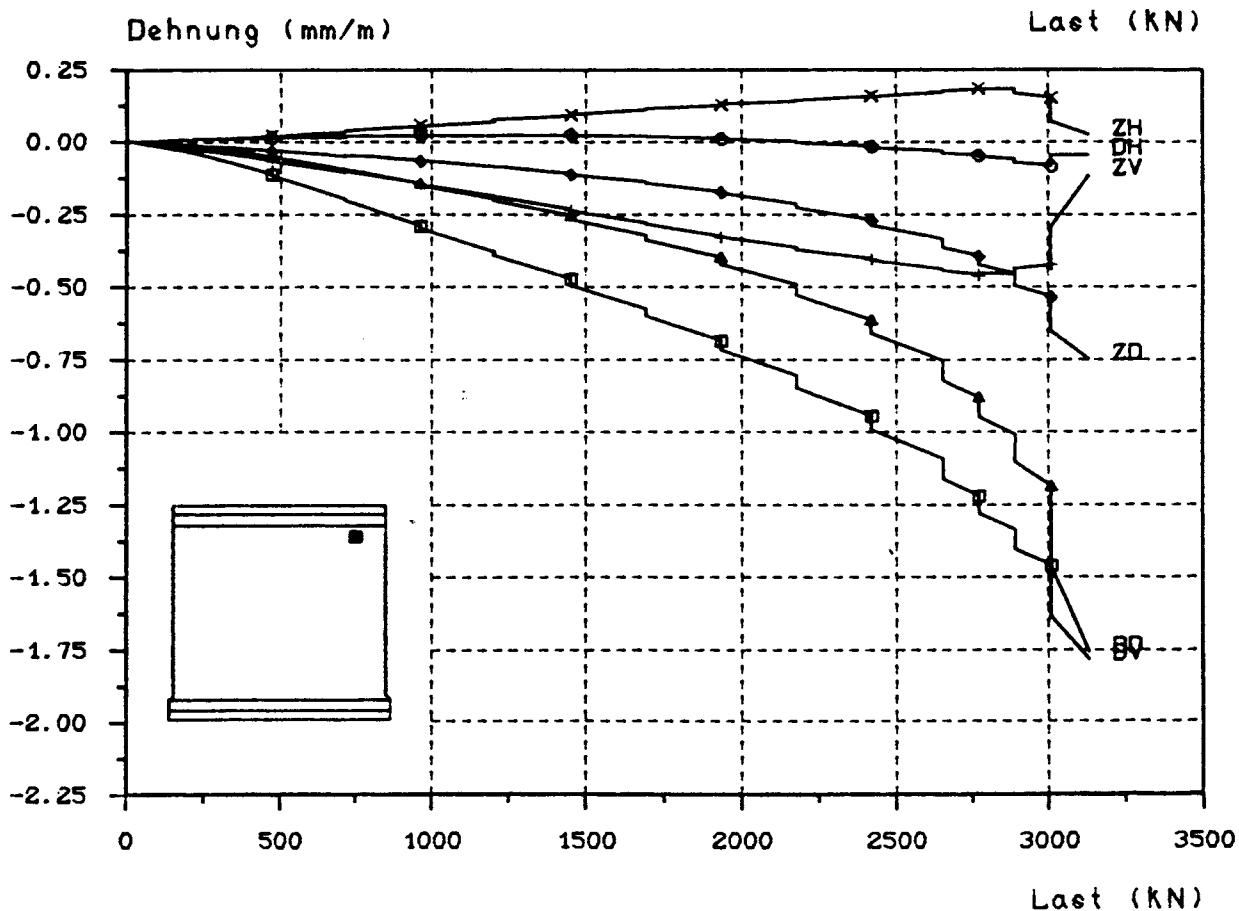
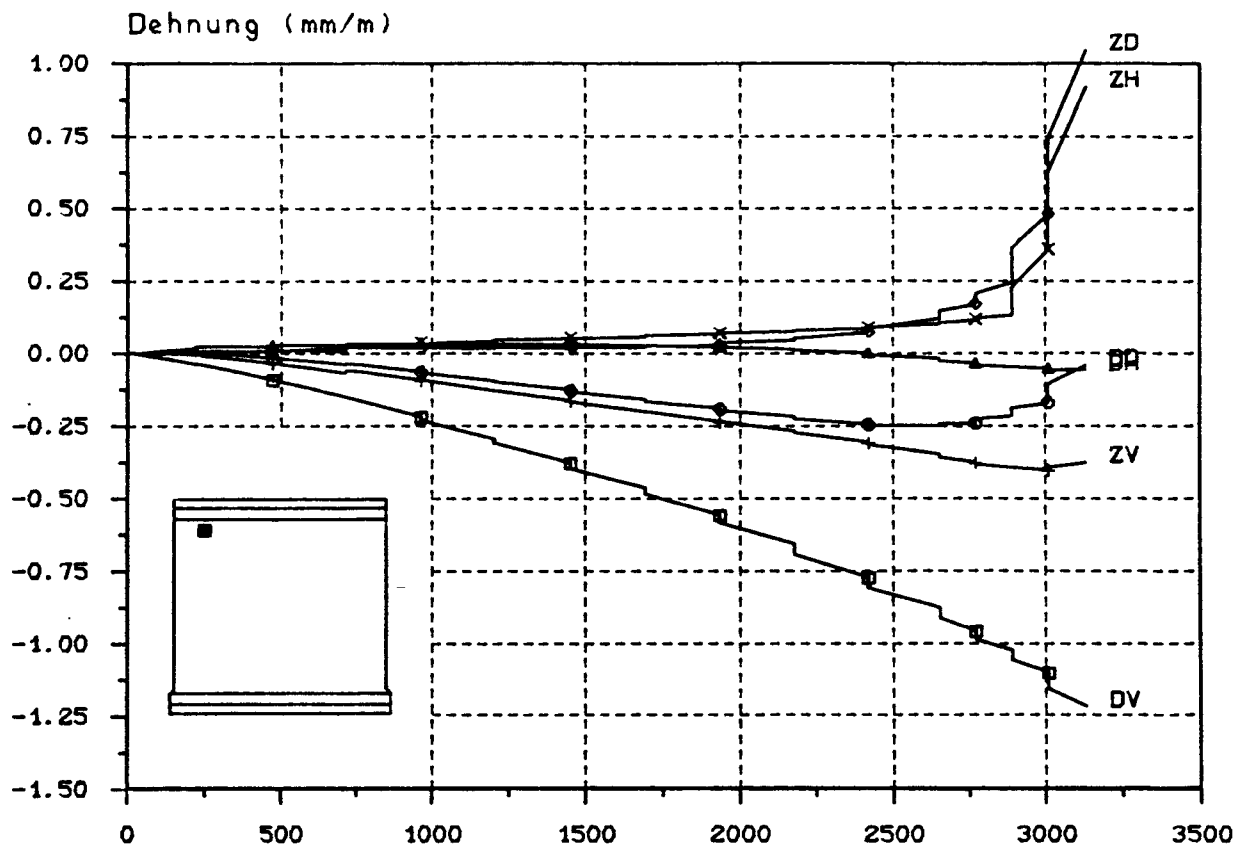
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



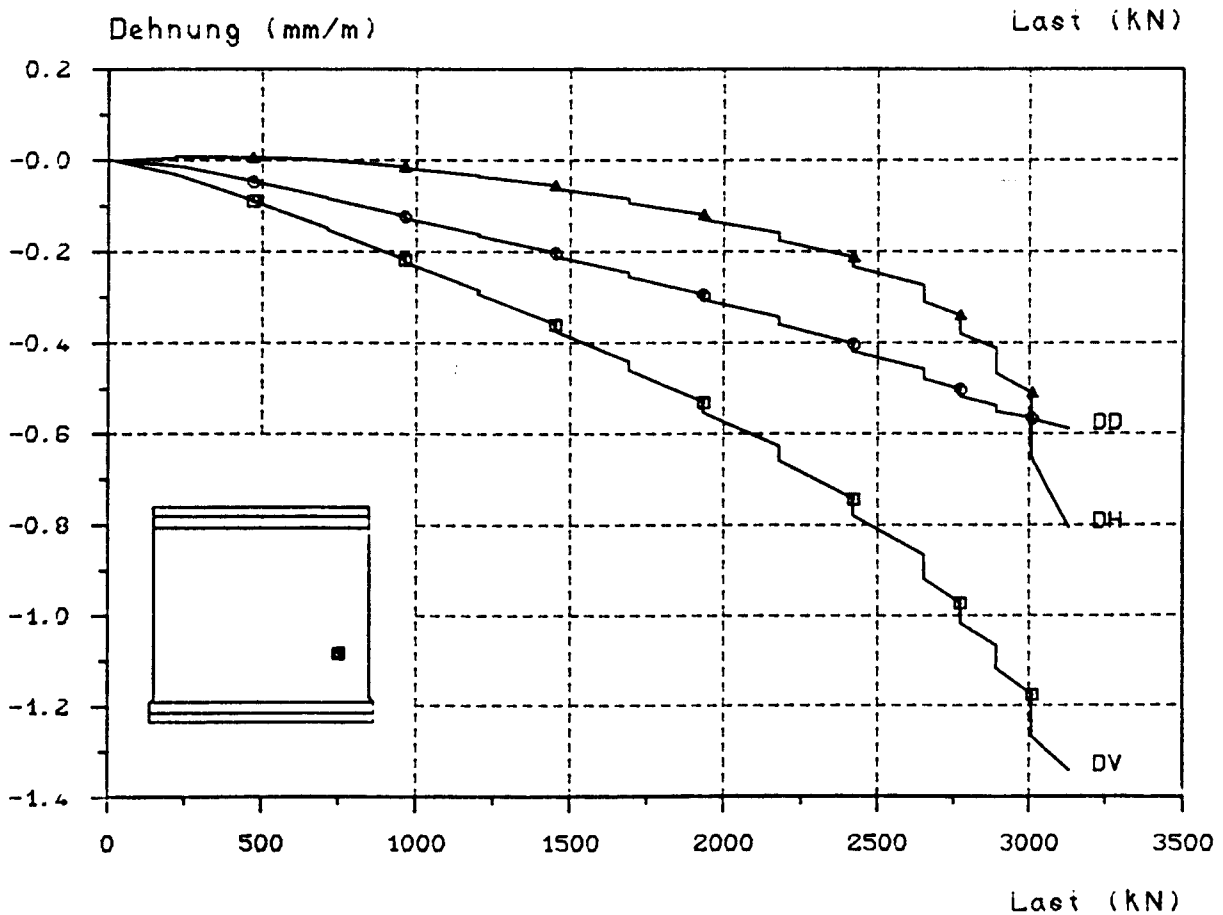
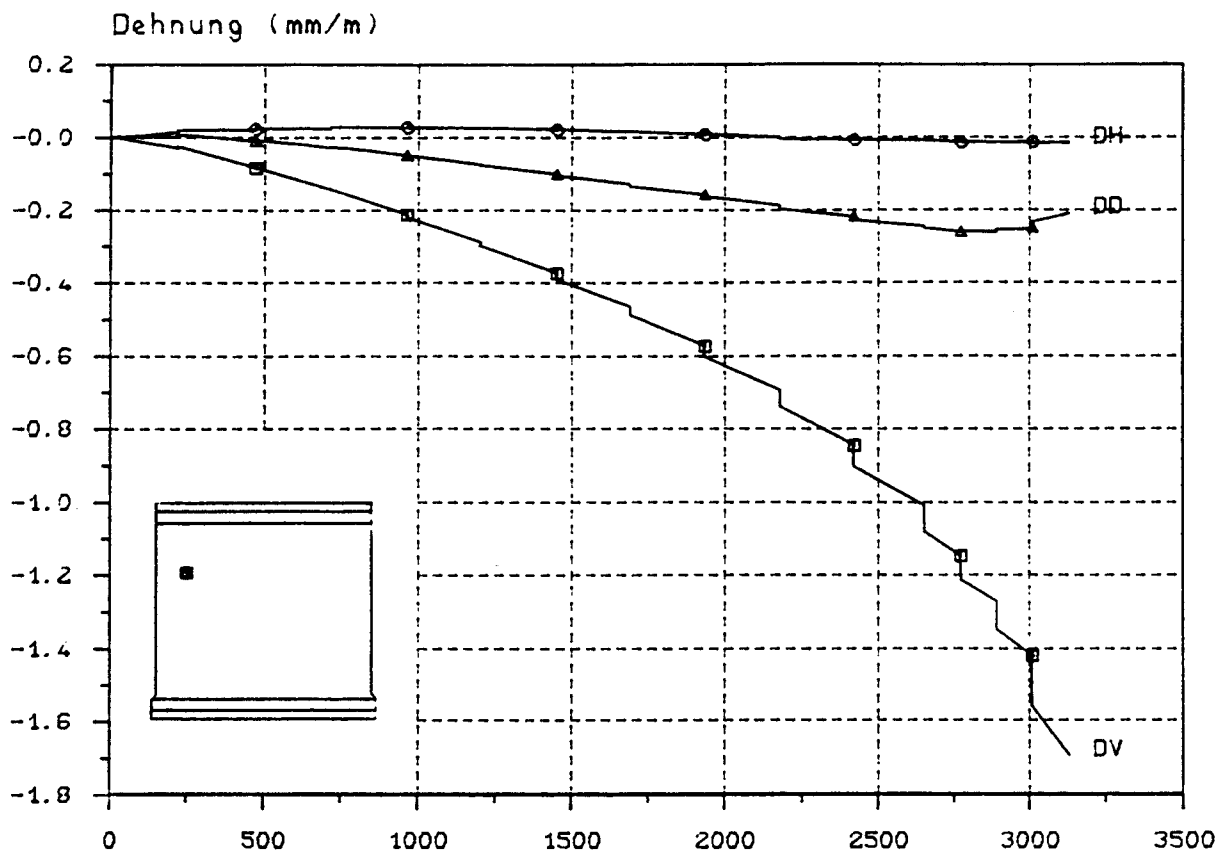
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



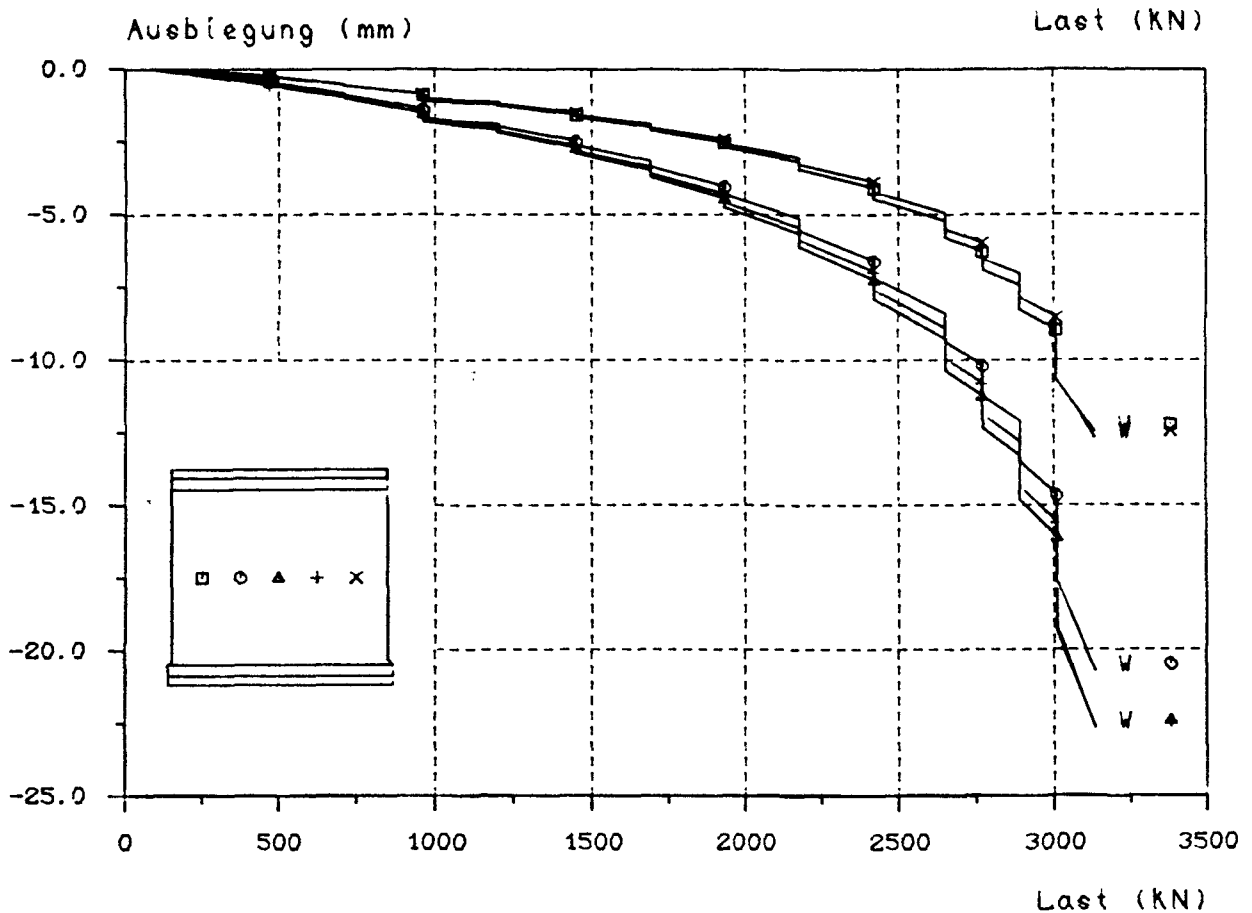
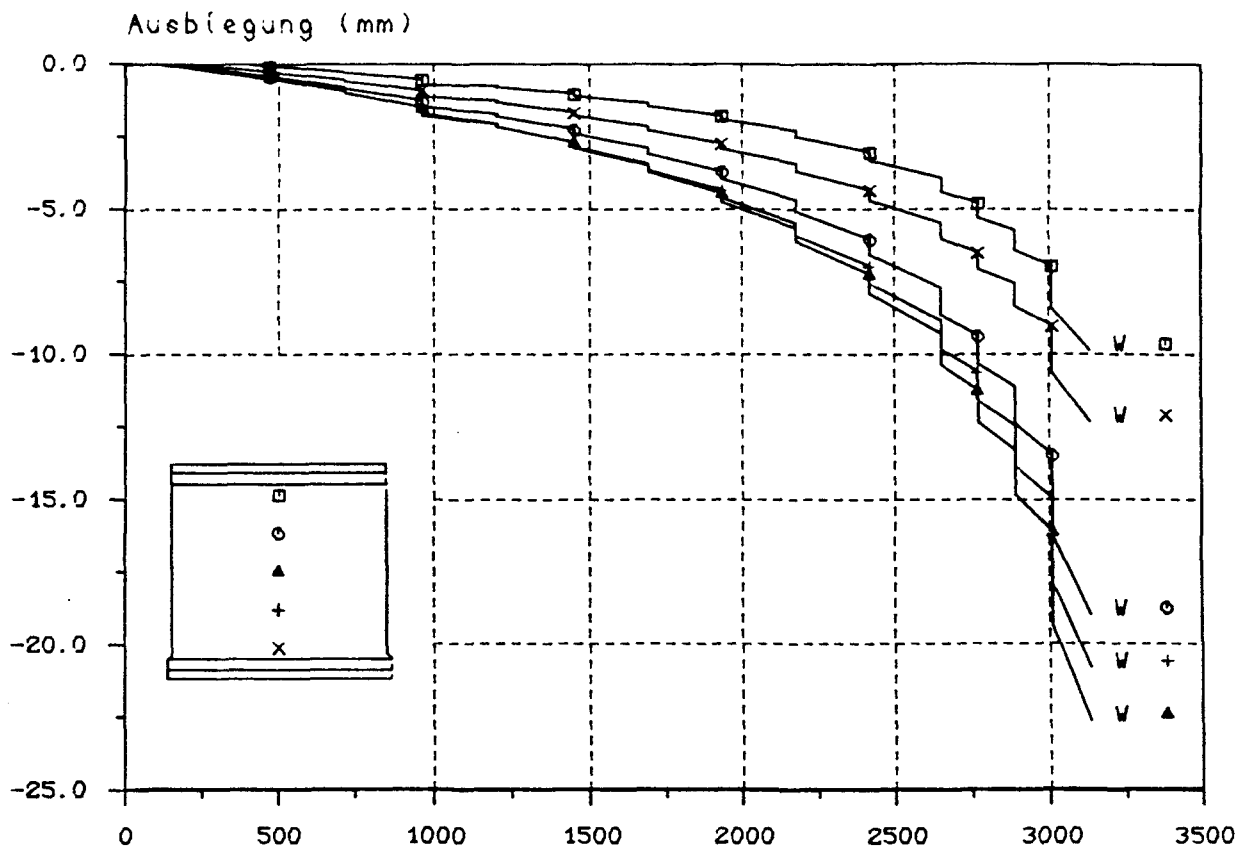
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

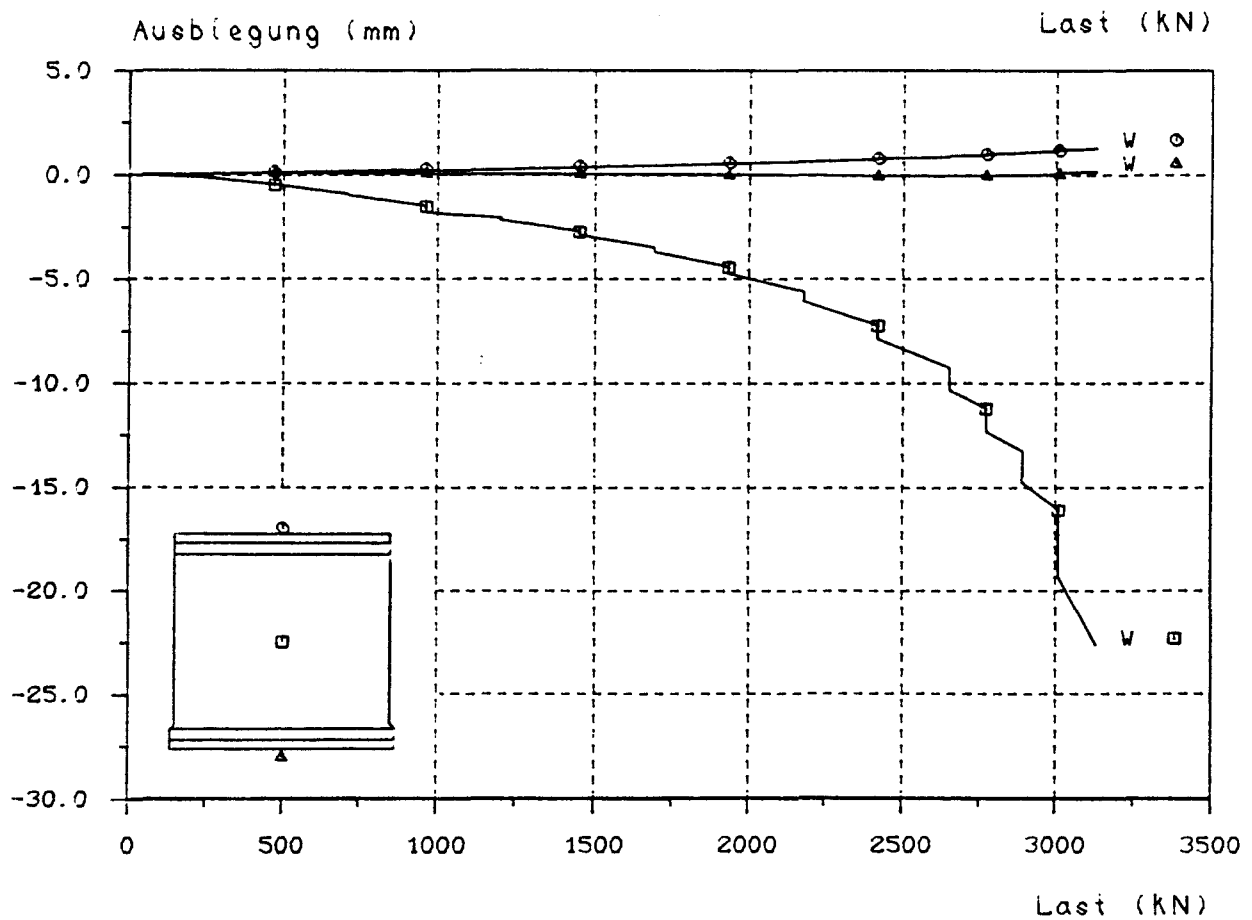
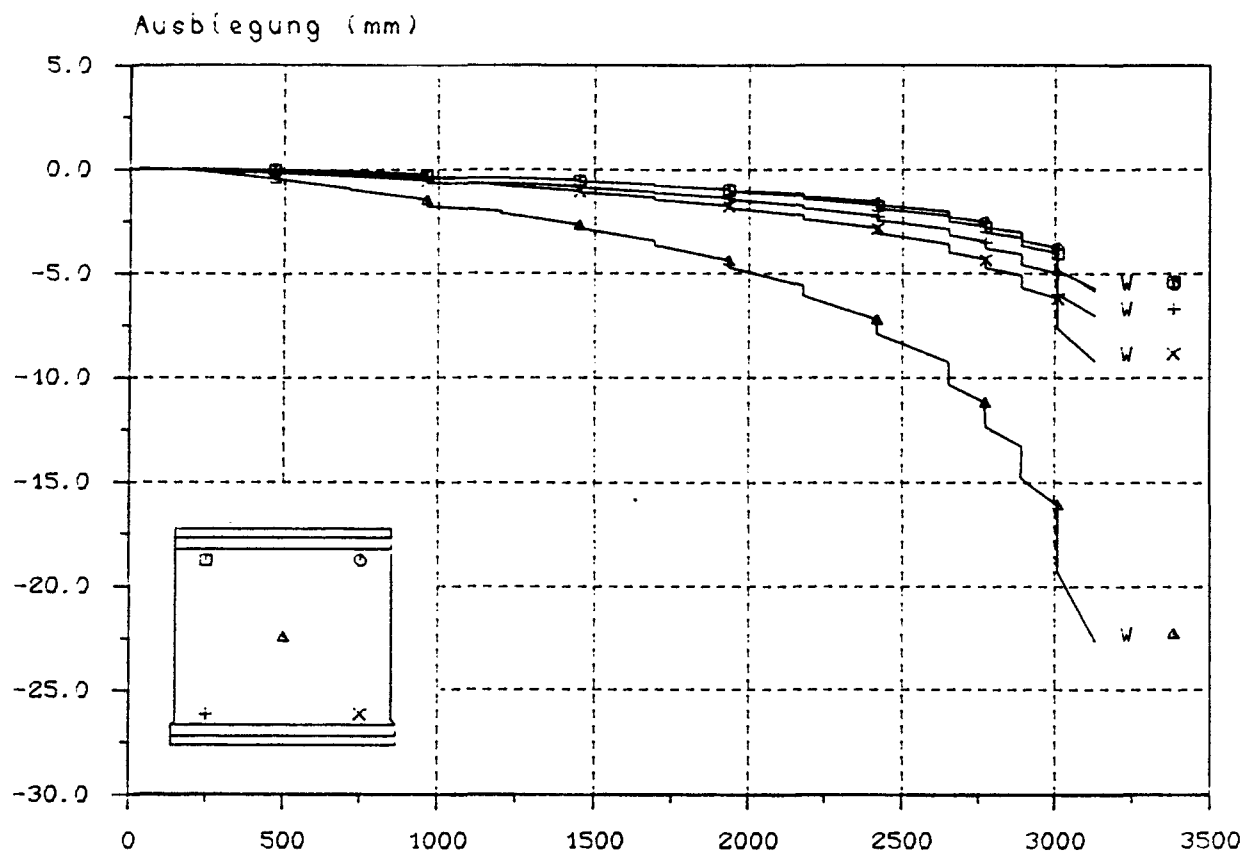


Ausbiegungs - Last - Diagramm

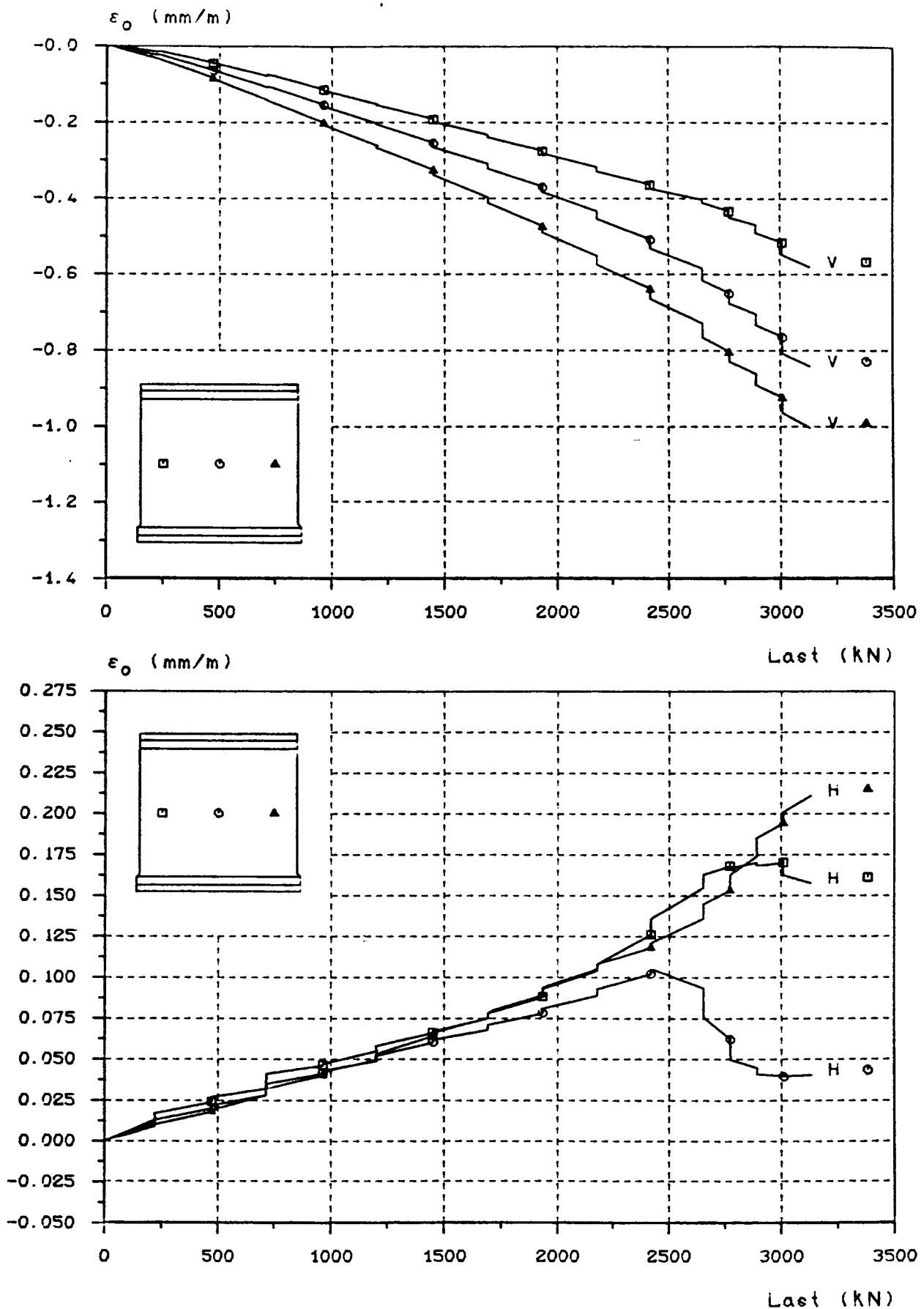
B I L D A 185

Versuchswand W 9



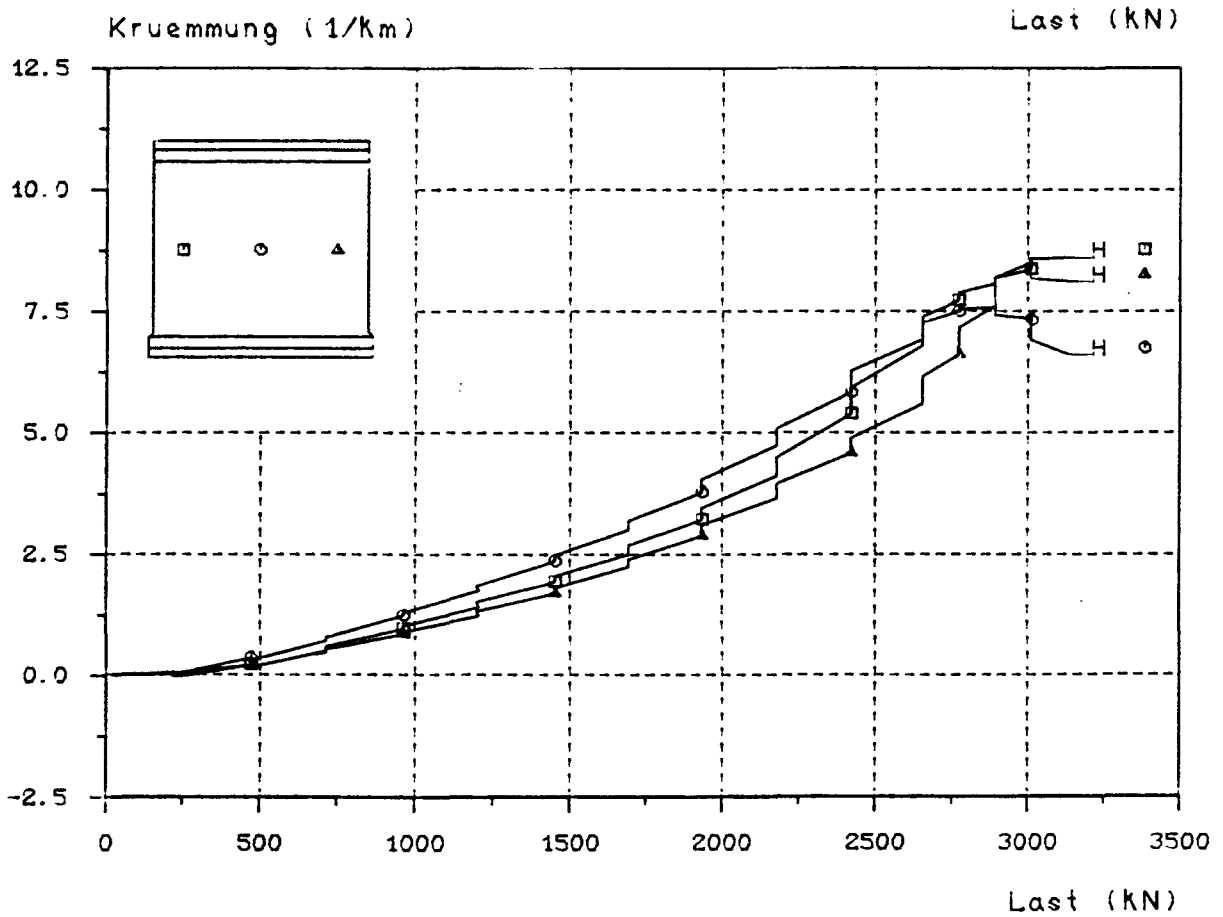
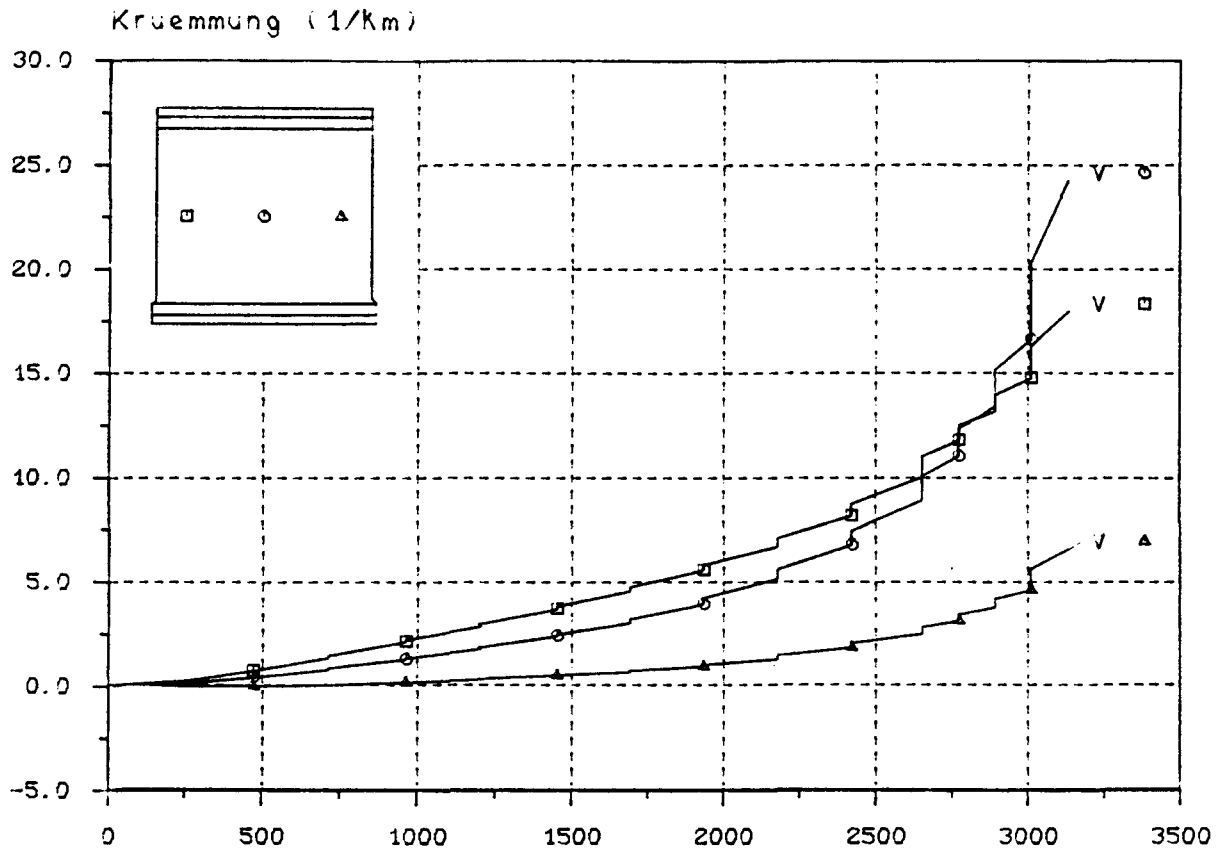


Ausbiegungs - Last - Diagramm



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



V e r s u c h s w a n d   W 10

4-seitig gelagert

d            = 86,9 mm

$e_k/d$        = 0,1

B e t o n

Alter       = 29 Tage

$\beta_{WVD}$        = 29,0    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_P$            = 29,0    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$          = 3,40    N/mm<sup>2</sup>

E-Modul    = 23,7    kN/mm<sup>2</sup>

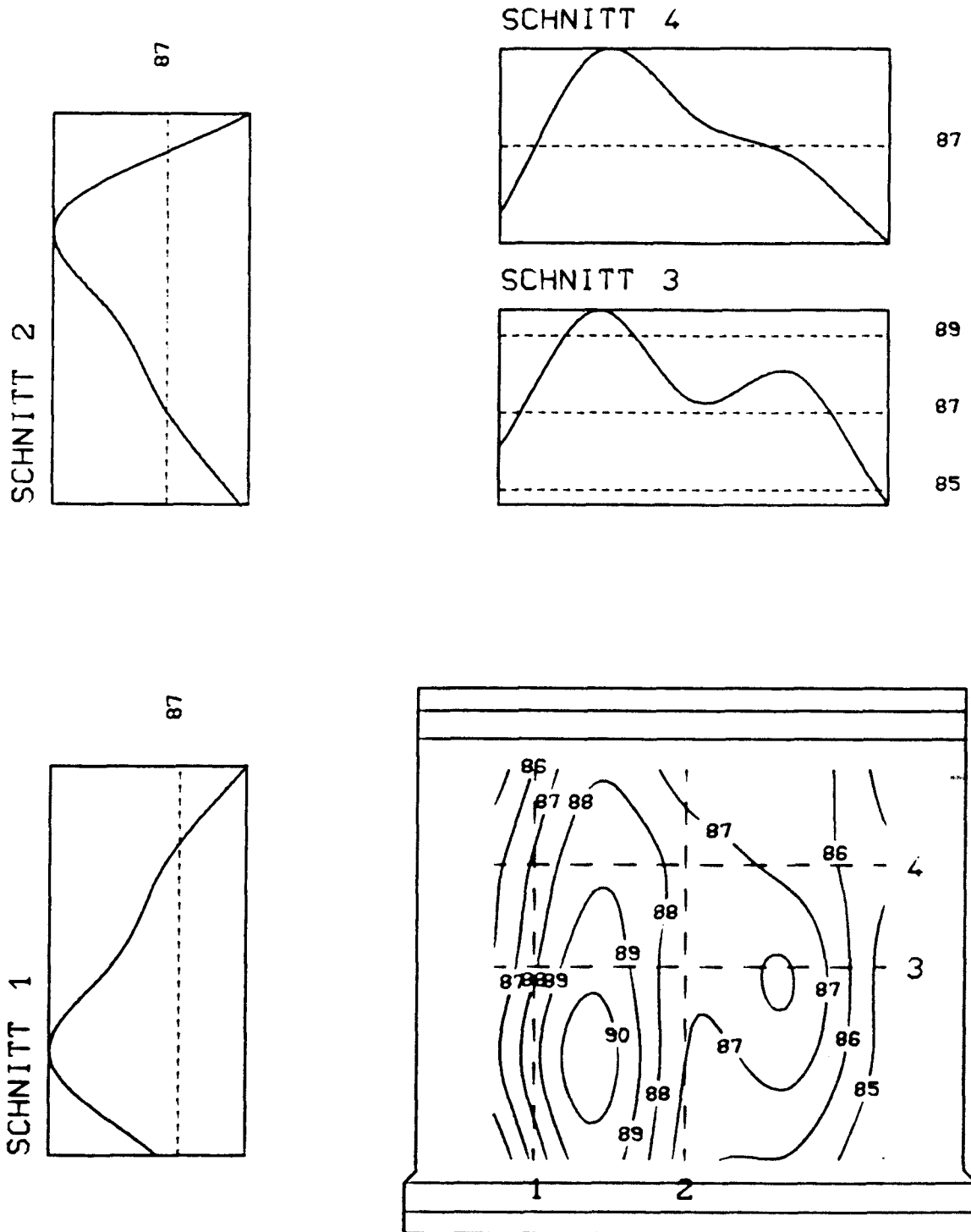
B e w e h r u n g

unbewehrt

E r g e b n i s

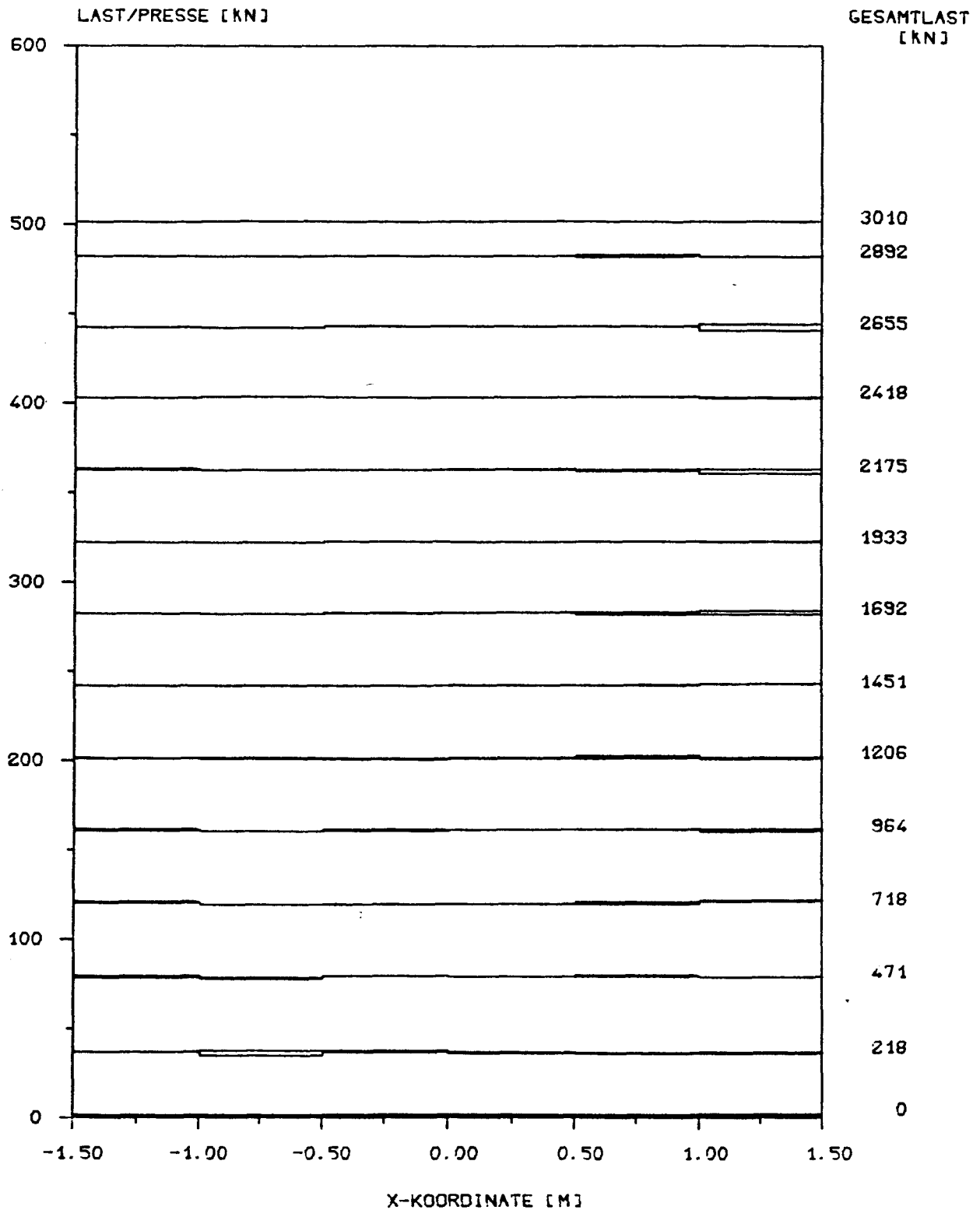
tot  $F_u$       = 3,010 MN





Linien gleicher W a n d d i c k e n

W a n d t o p o l o g i e

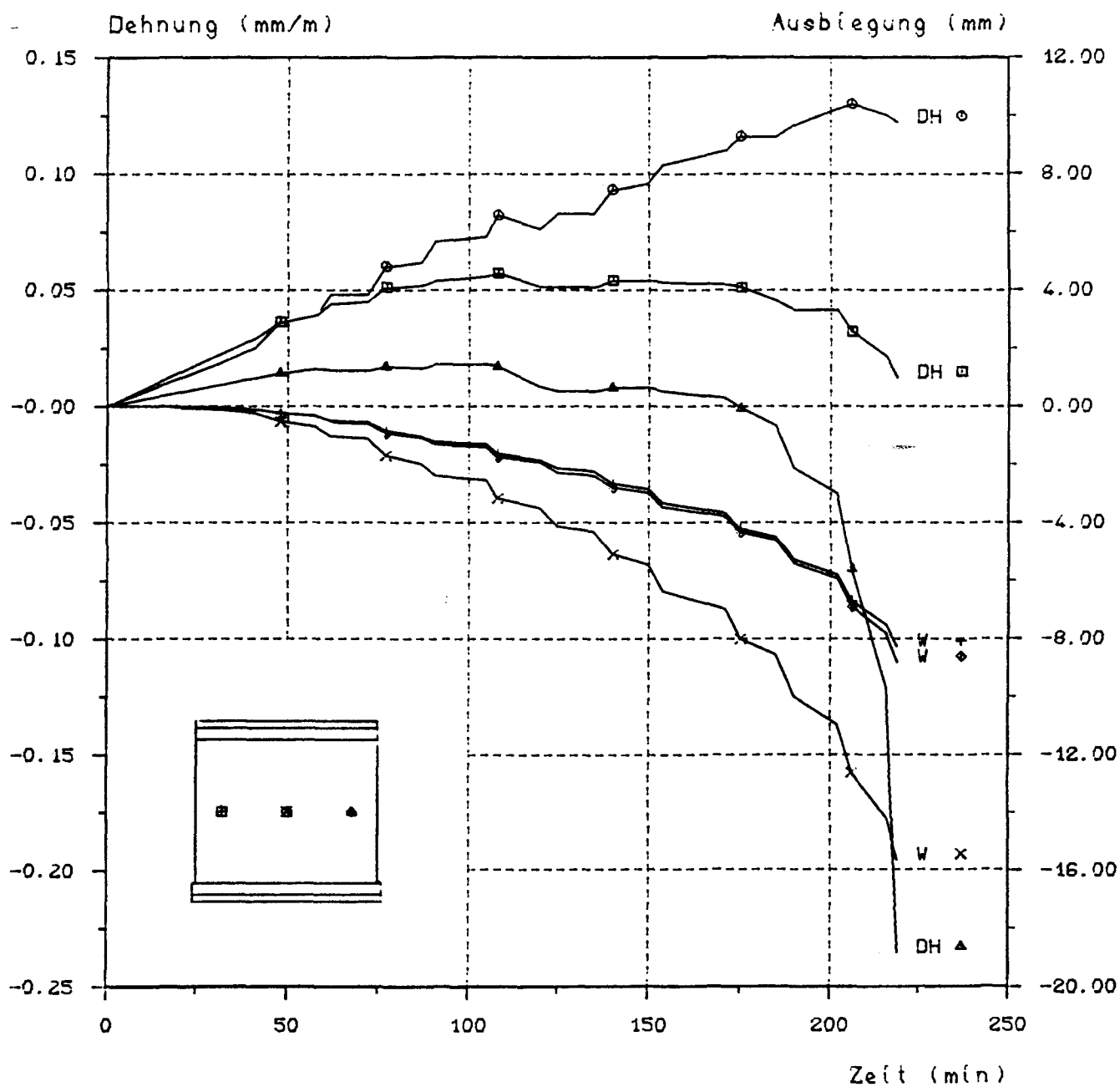
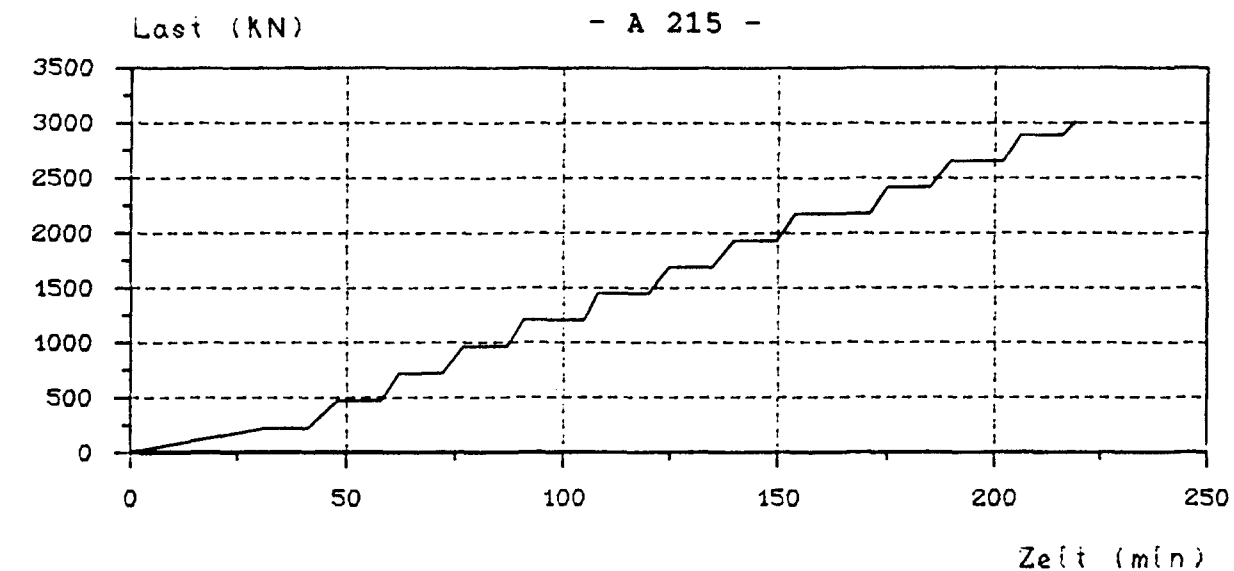


P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 190

Versuchswand W 10





Last - Zeit - bzw. Verformungs - Zeit - Diagramm

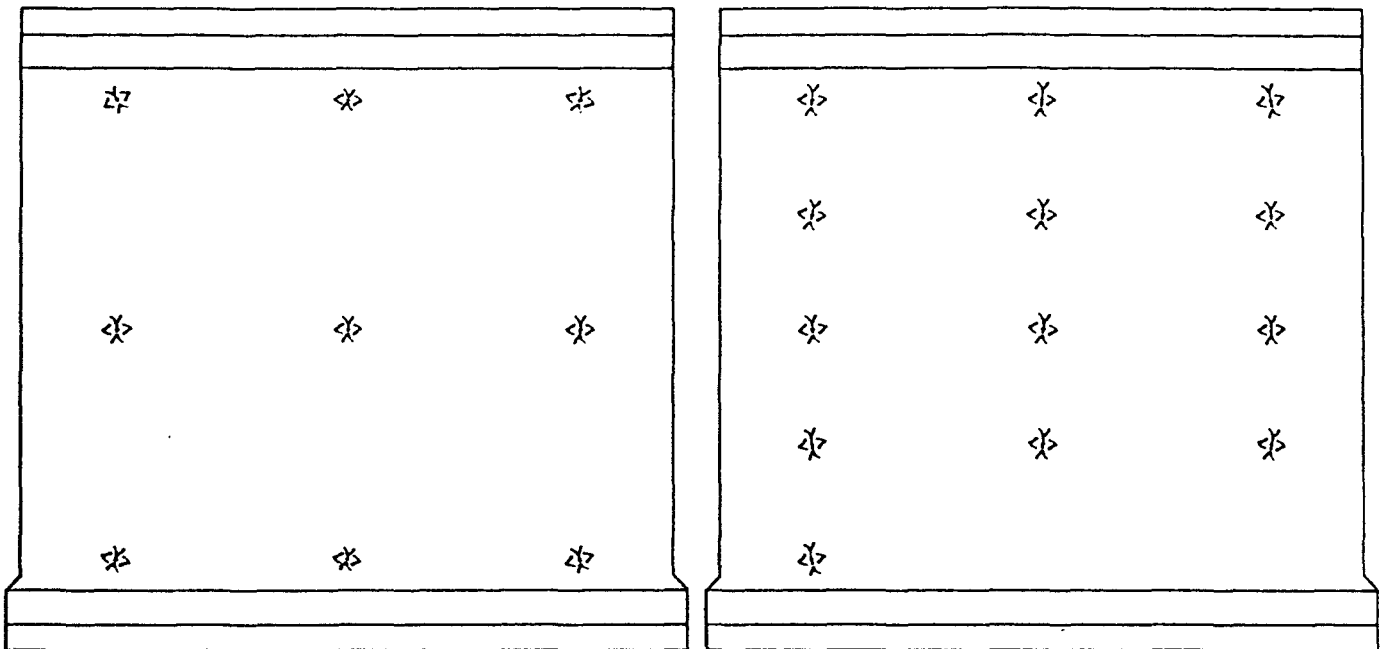
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, W = Ausbiegung

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

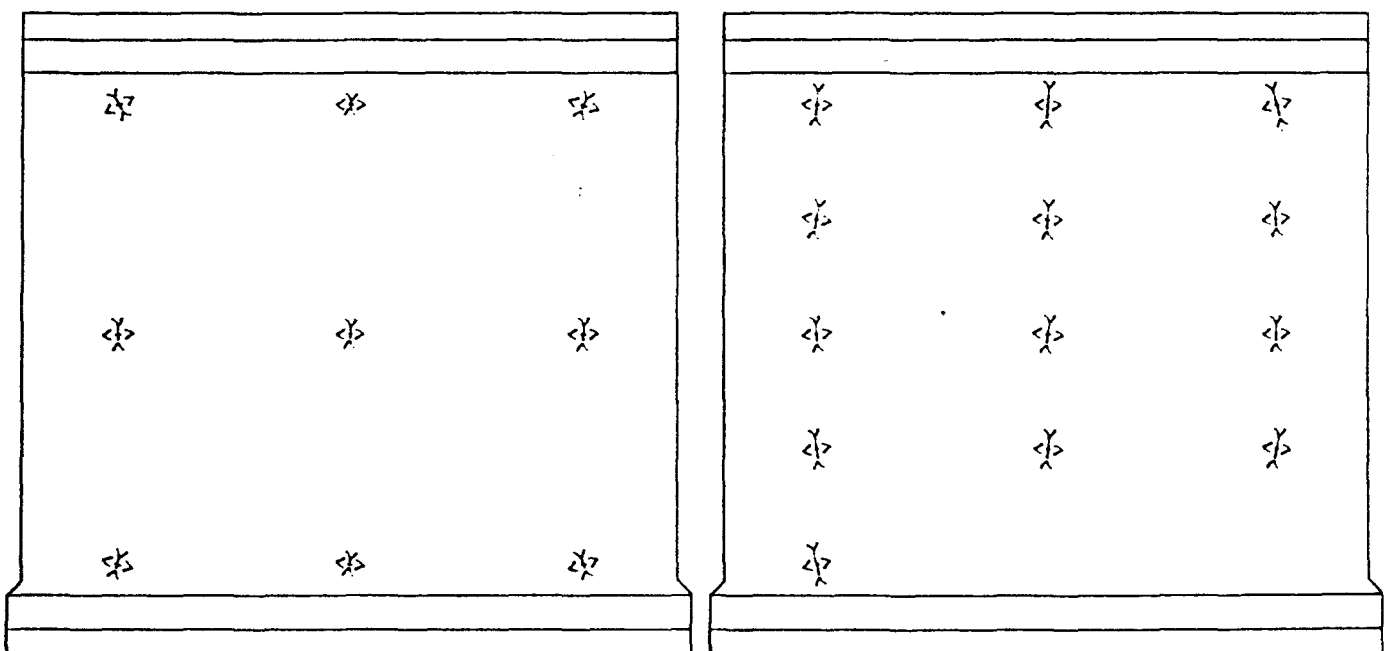
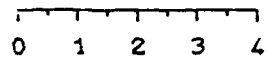
Zugseite

Last = 717 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1205 kN

Druckseite

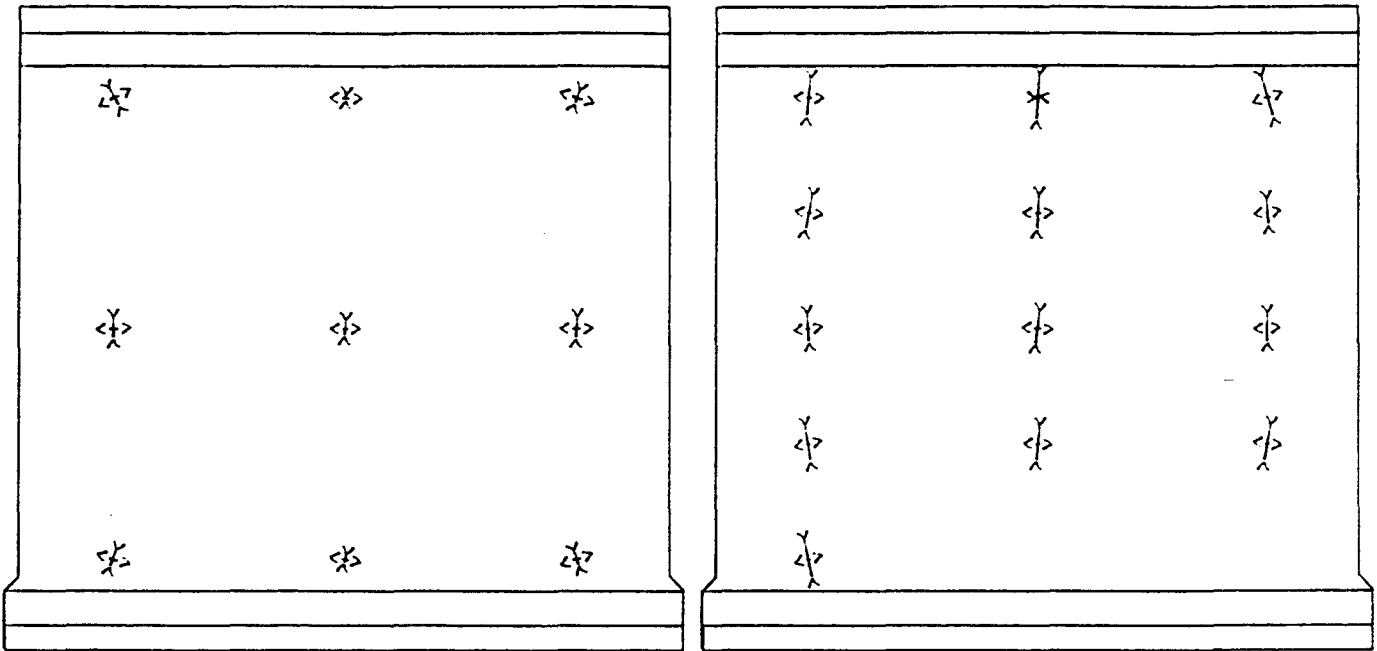
H a u p t d e h n u n g e n

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

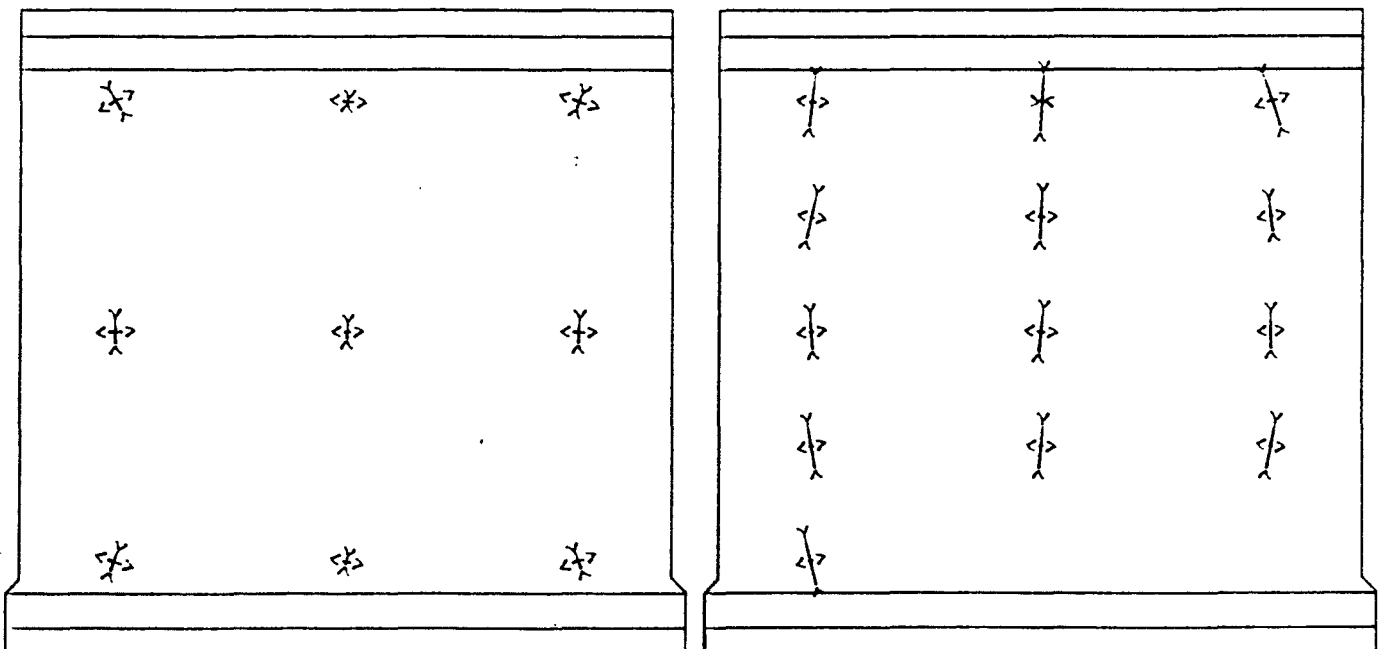
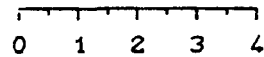
Zugseite

Last = 1693 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2176 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A   193

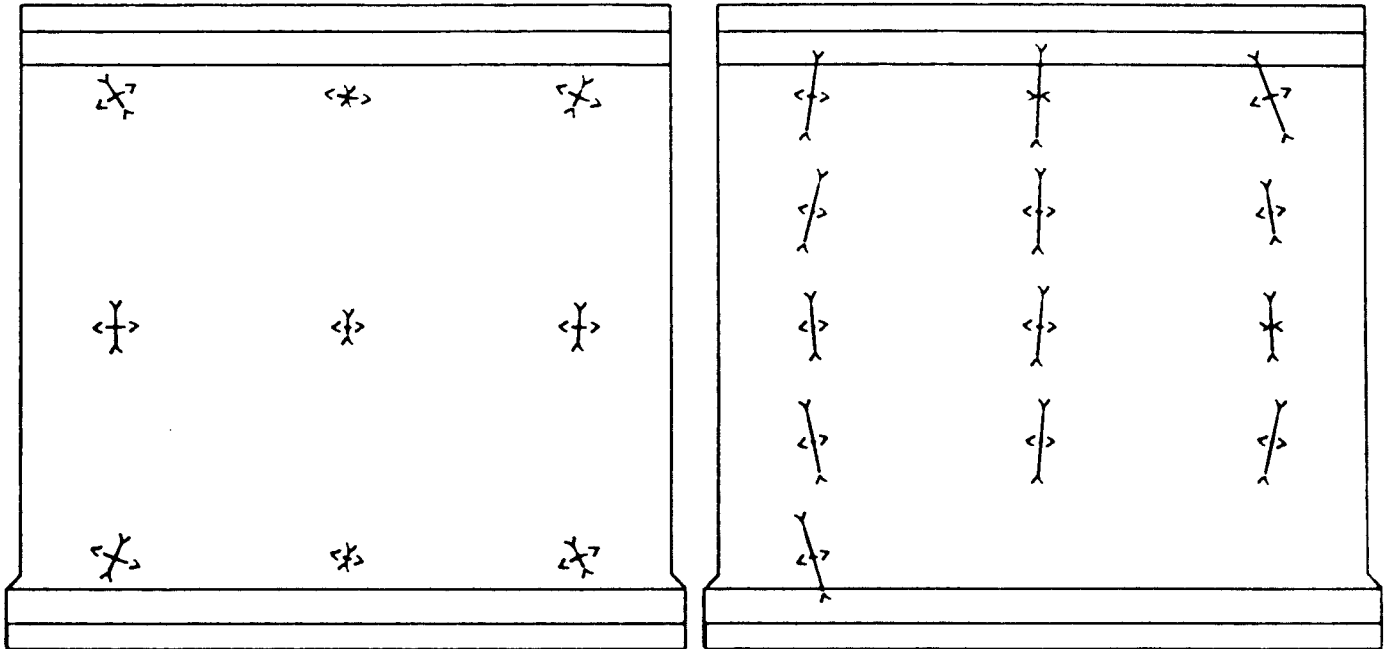
Versuchswand W 10

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

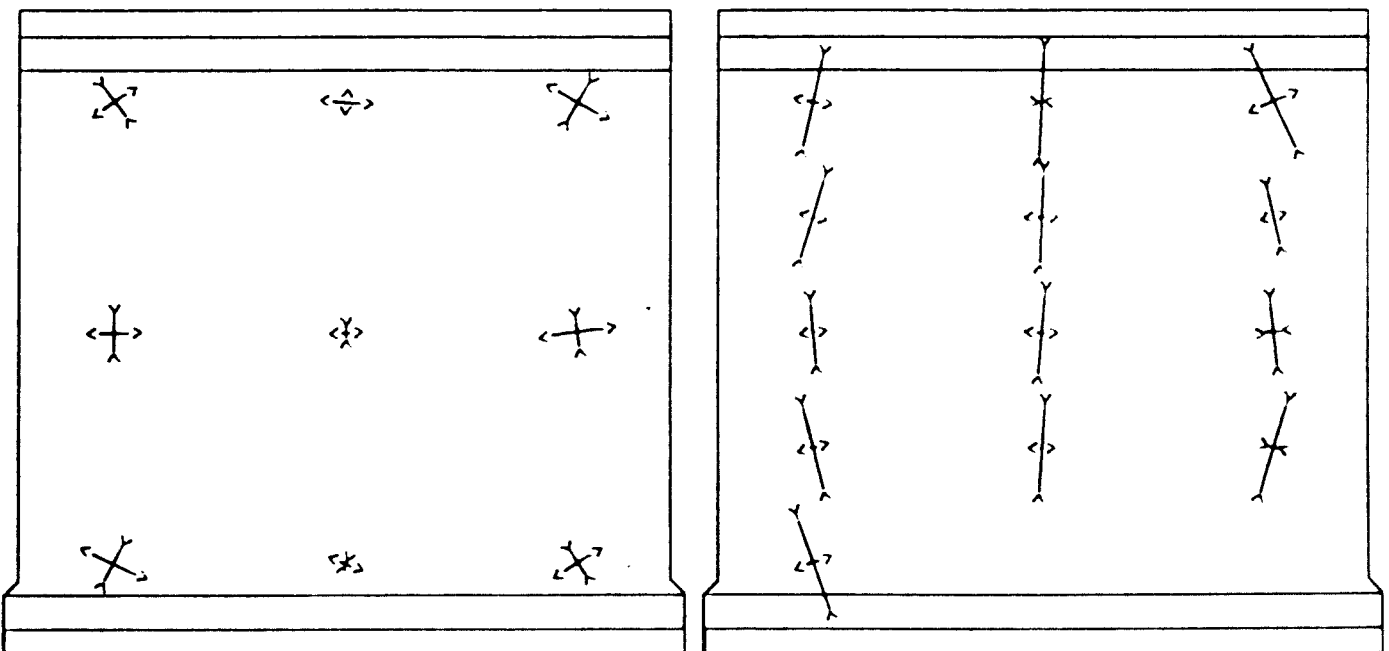
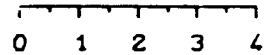
Zugseite

Last = 2657 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 3010 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

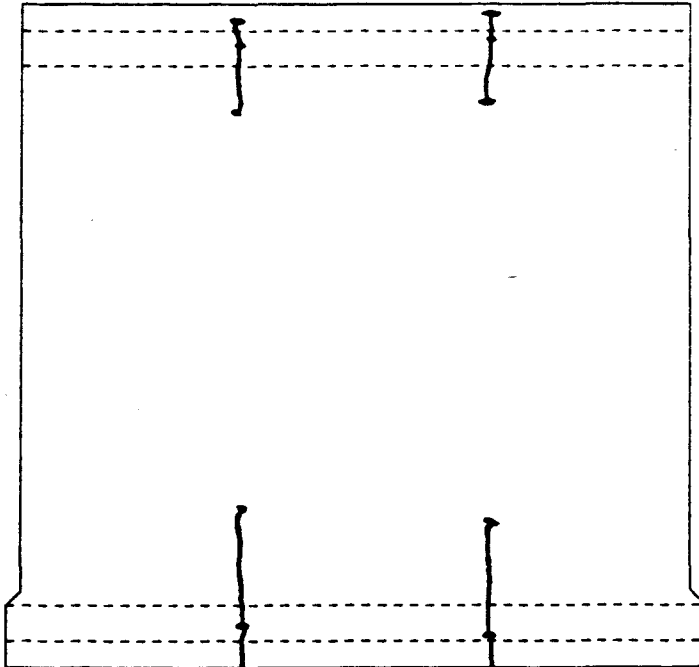
B I L D   A 194

Versuchswand W 10

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

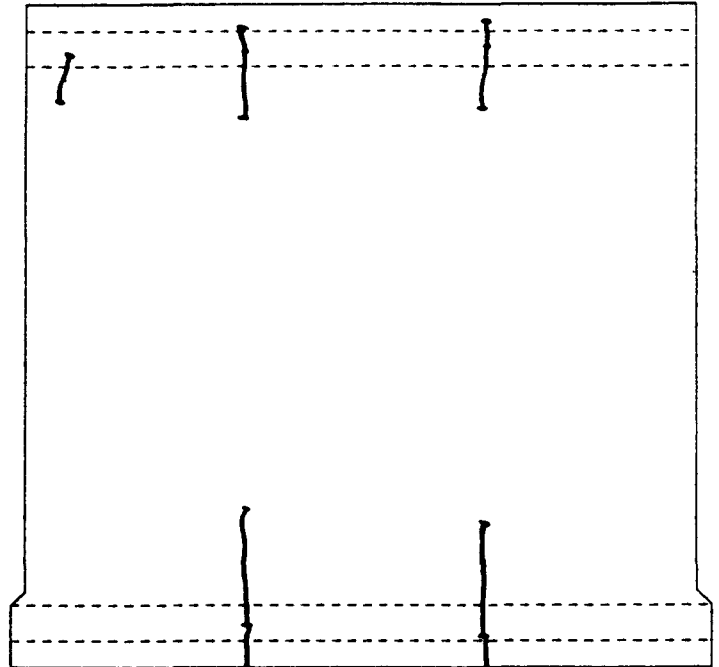
Laststufe 7

Last = 1693 kN



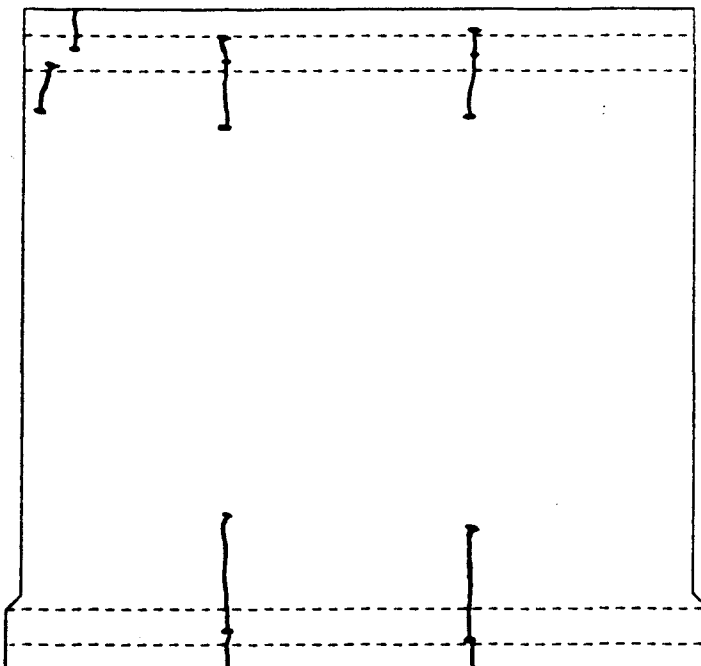
Laststufe 9

Last = 2176 kN



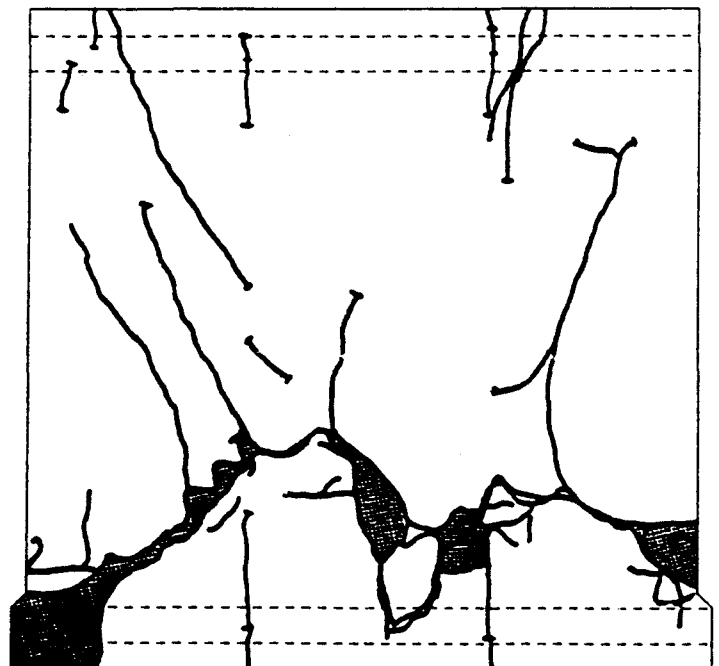
Laststufe 11

Last = 2657 kN



Laststufe 13

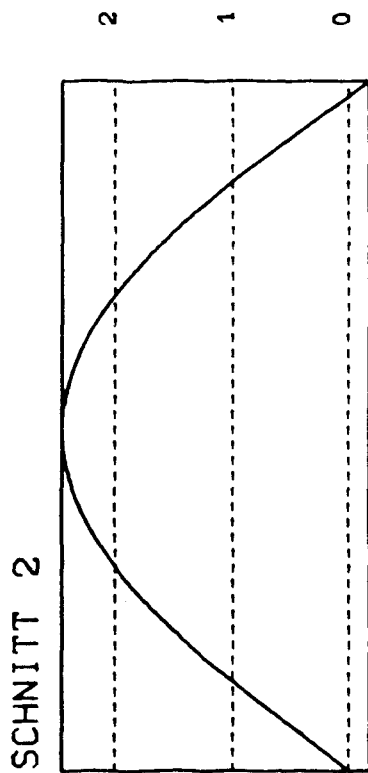
Last = 3010 kN



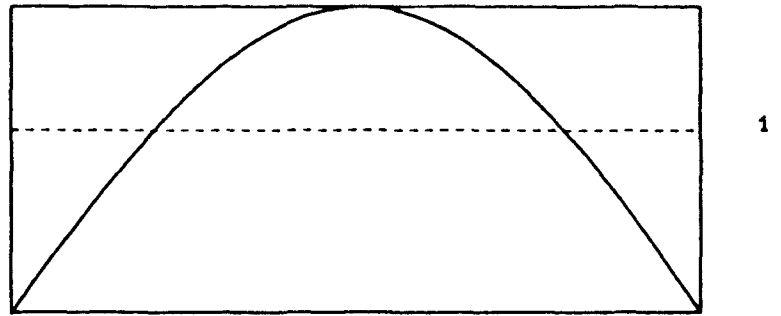
R i ß b i l d e r   d e r   Z u g s e i t e

B I L D   A 195

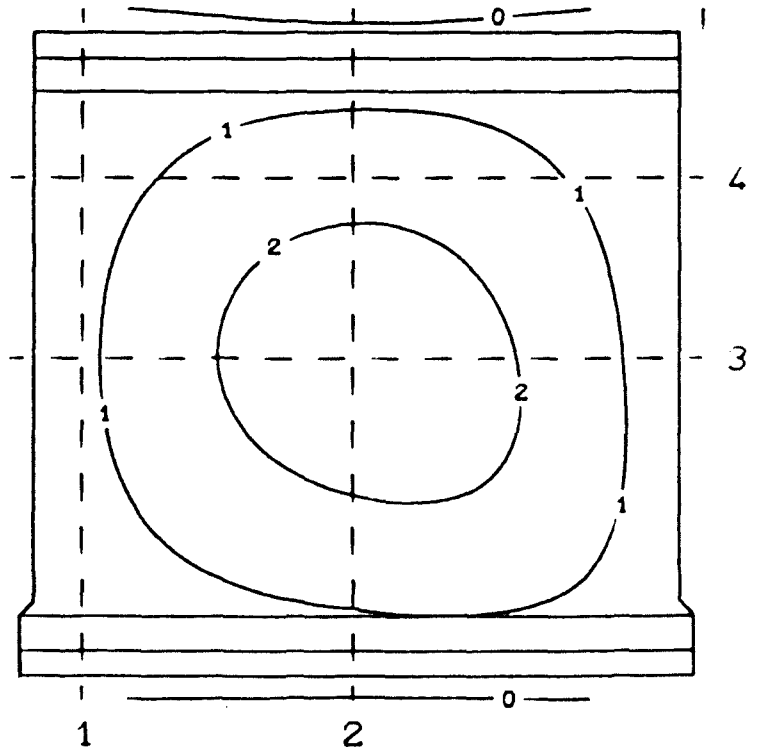
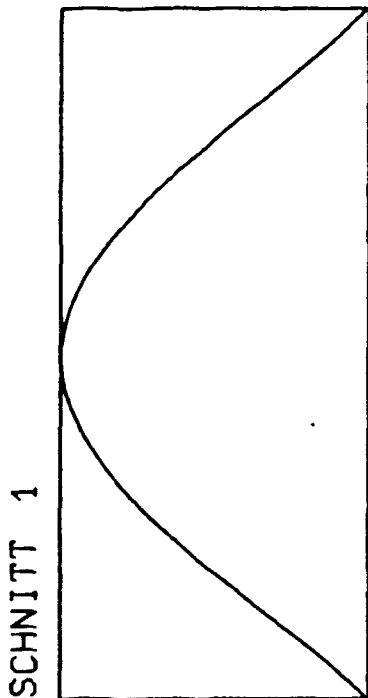
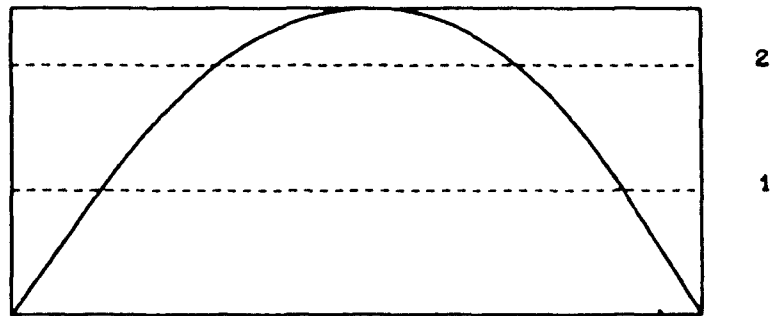
Versuchswand W 10



SCHNITT 4

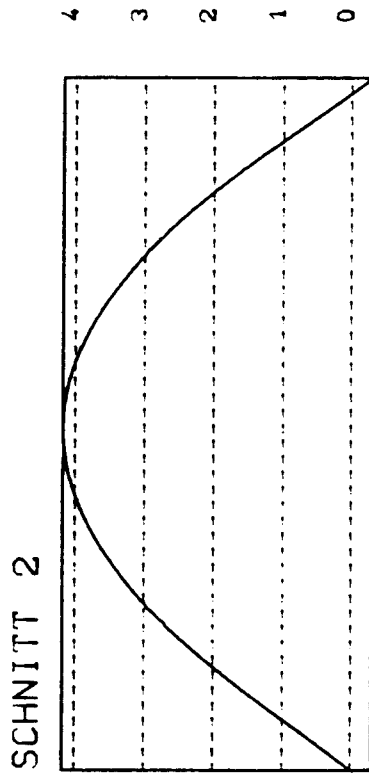


SCHNITT 3

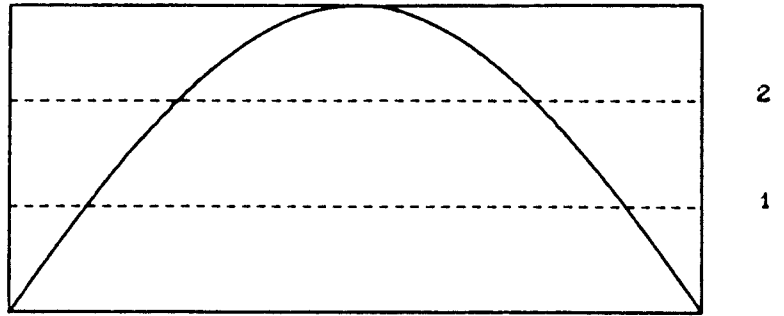


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

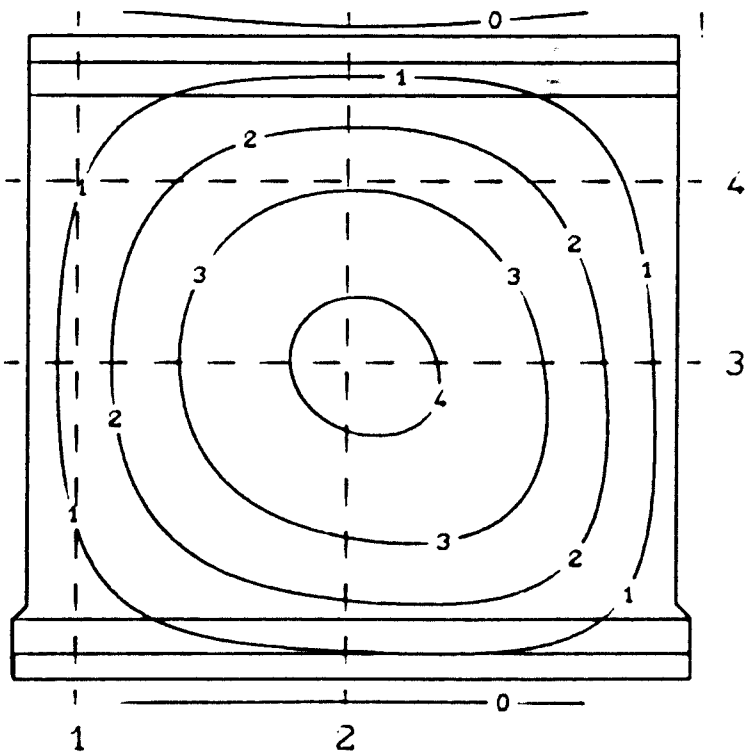
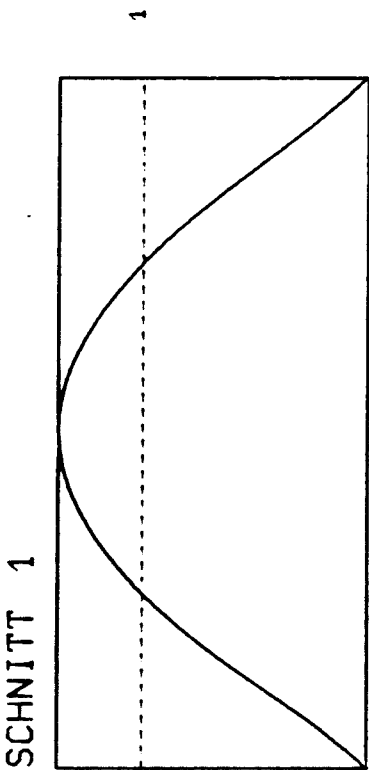
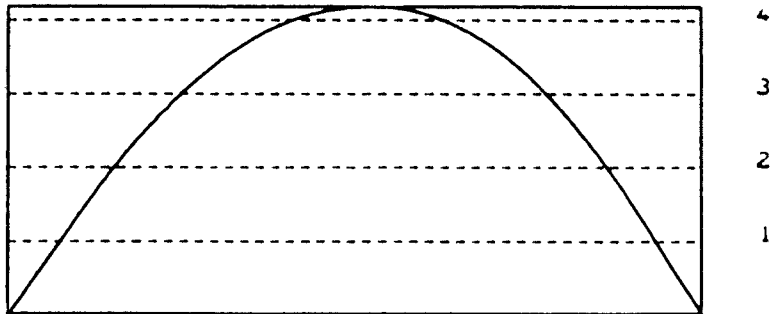
Last = 1205 kN



SCHNITT 4

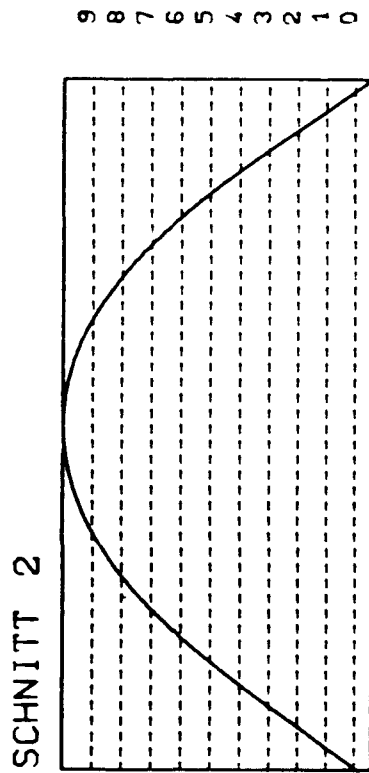


SCHNITT 3

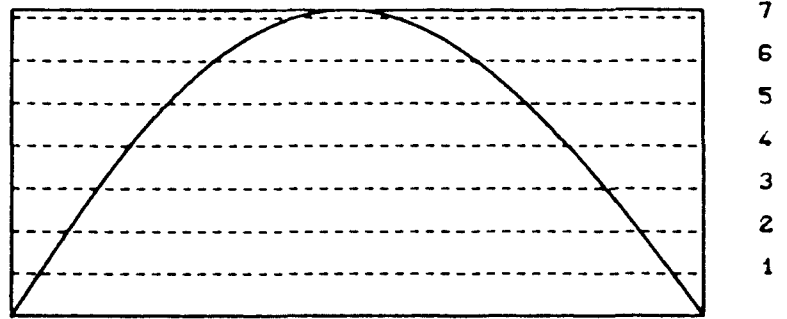


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

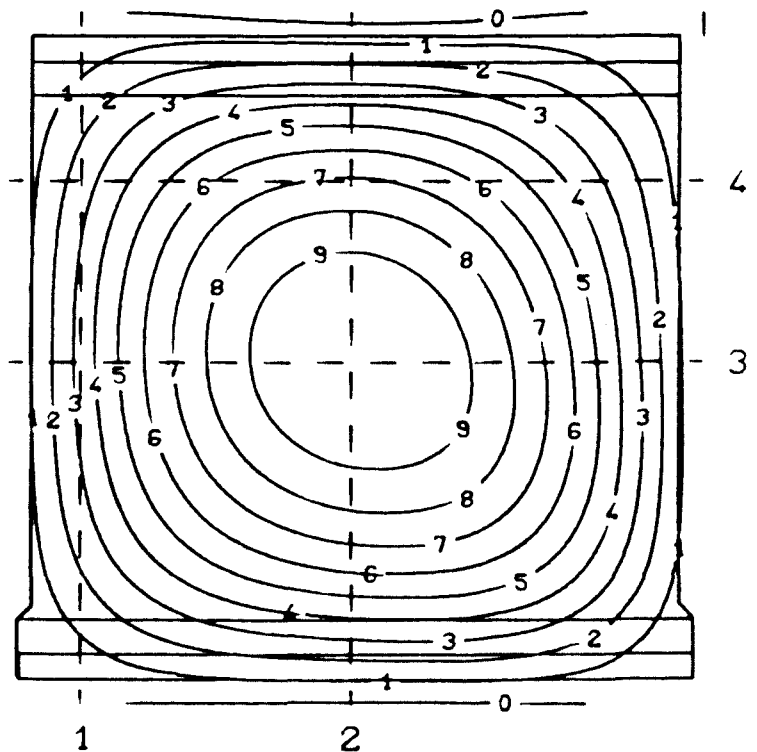
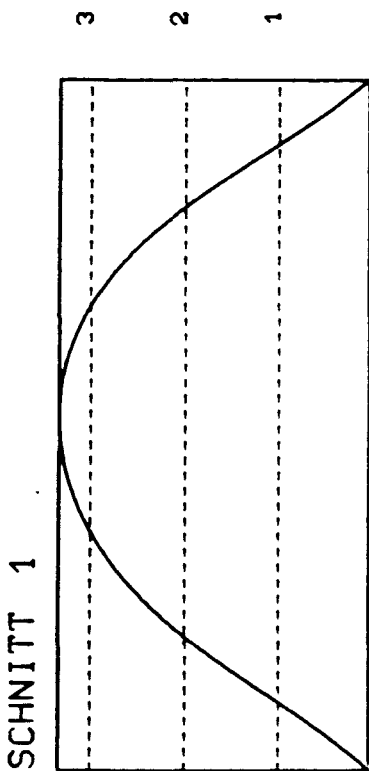
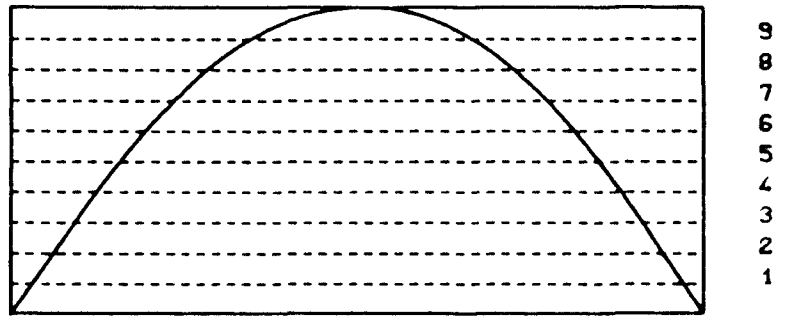
Last = 1693 kN



SCHNITT 4



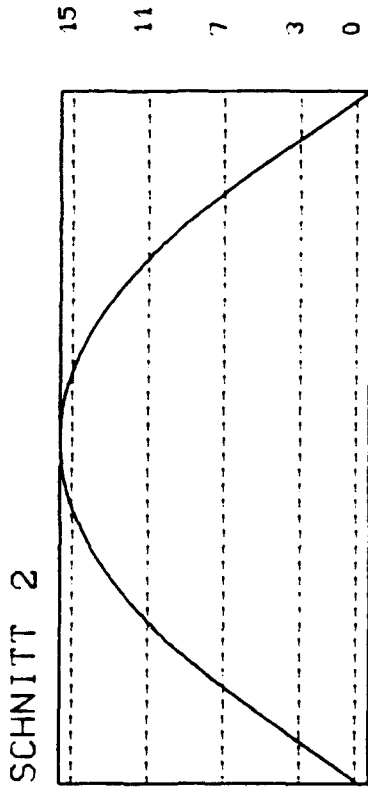
SCHNITT 3



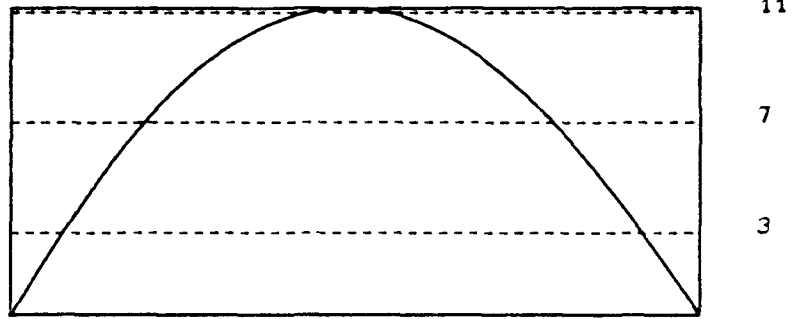
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2657 kN

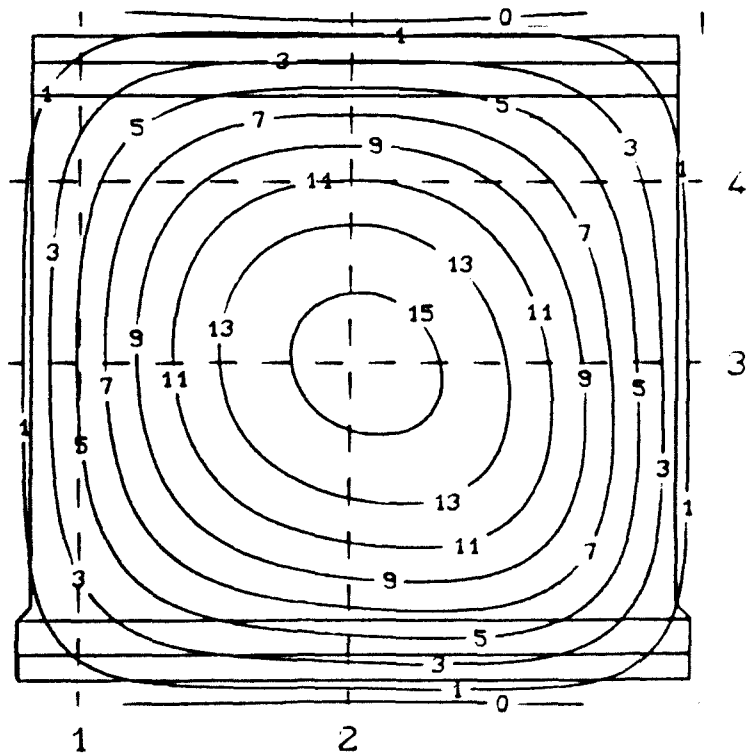
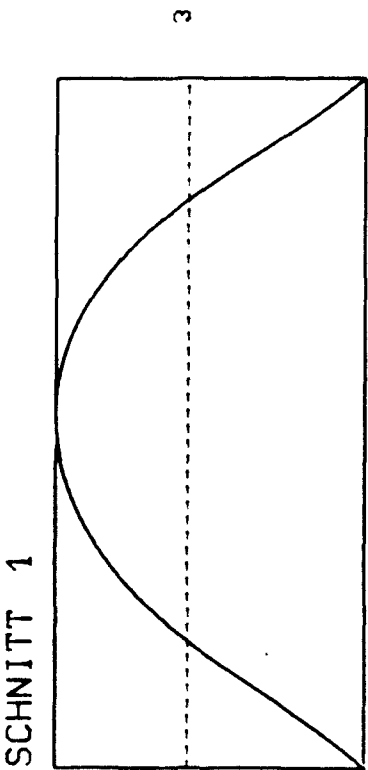
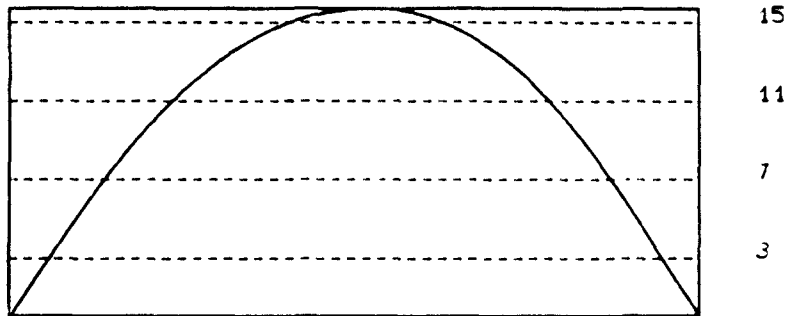




SCHNITT 4

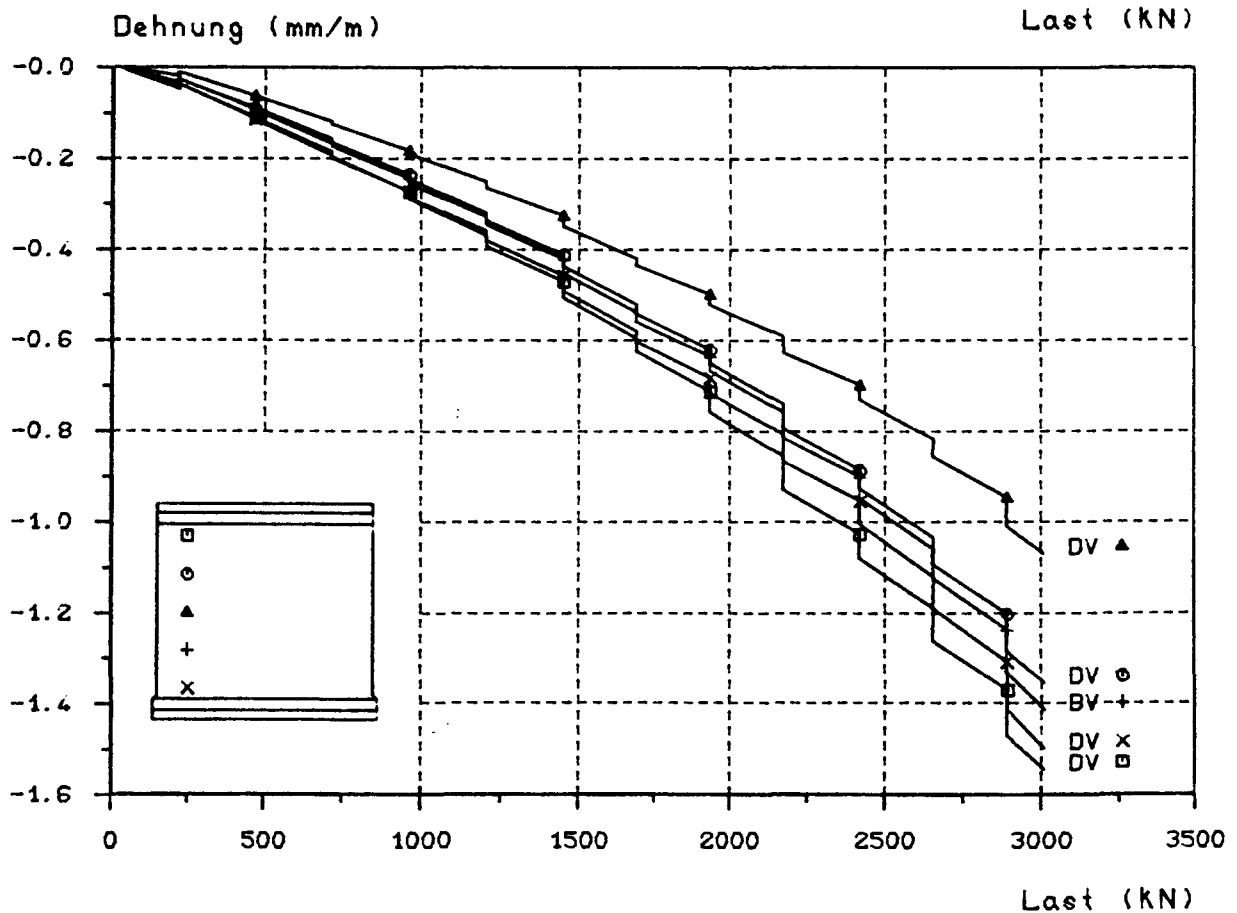
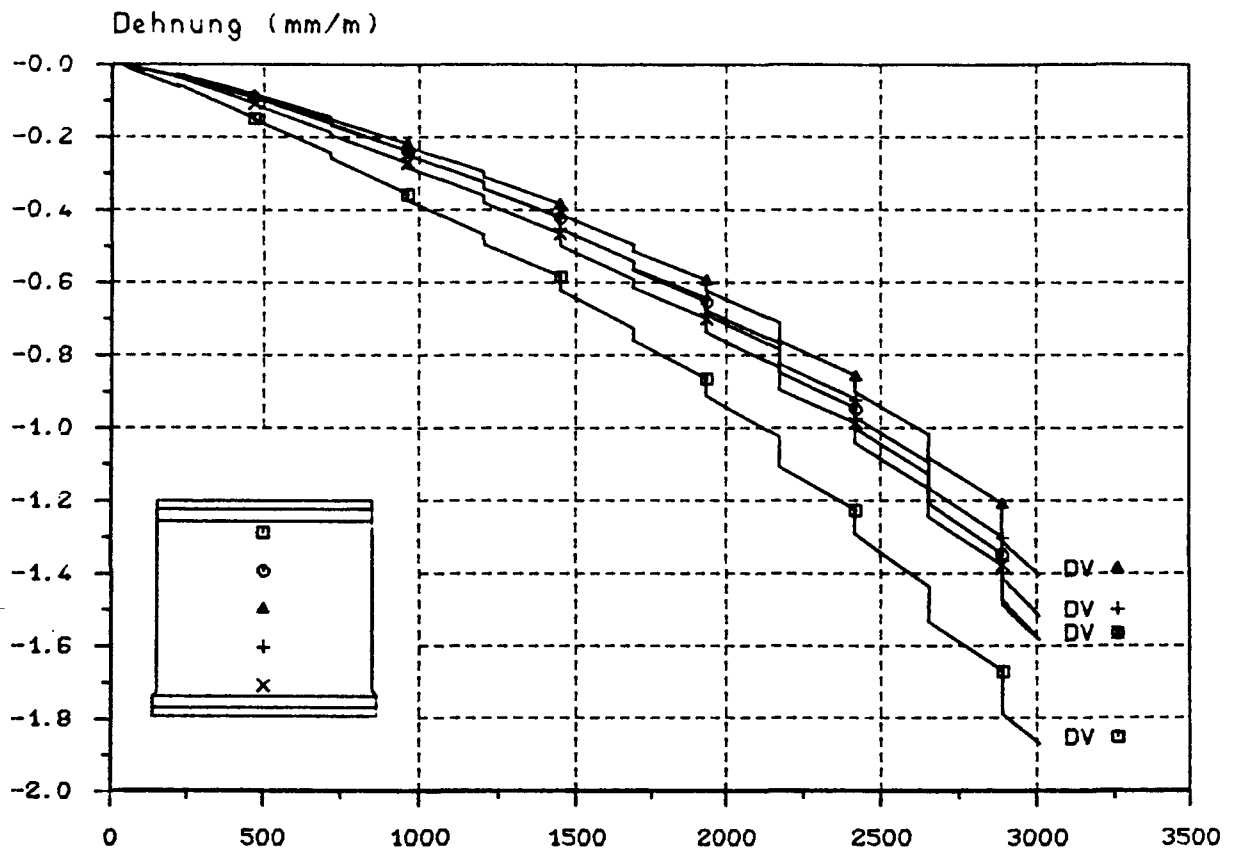


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 3010 kN

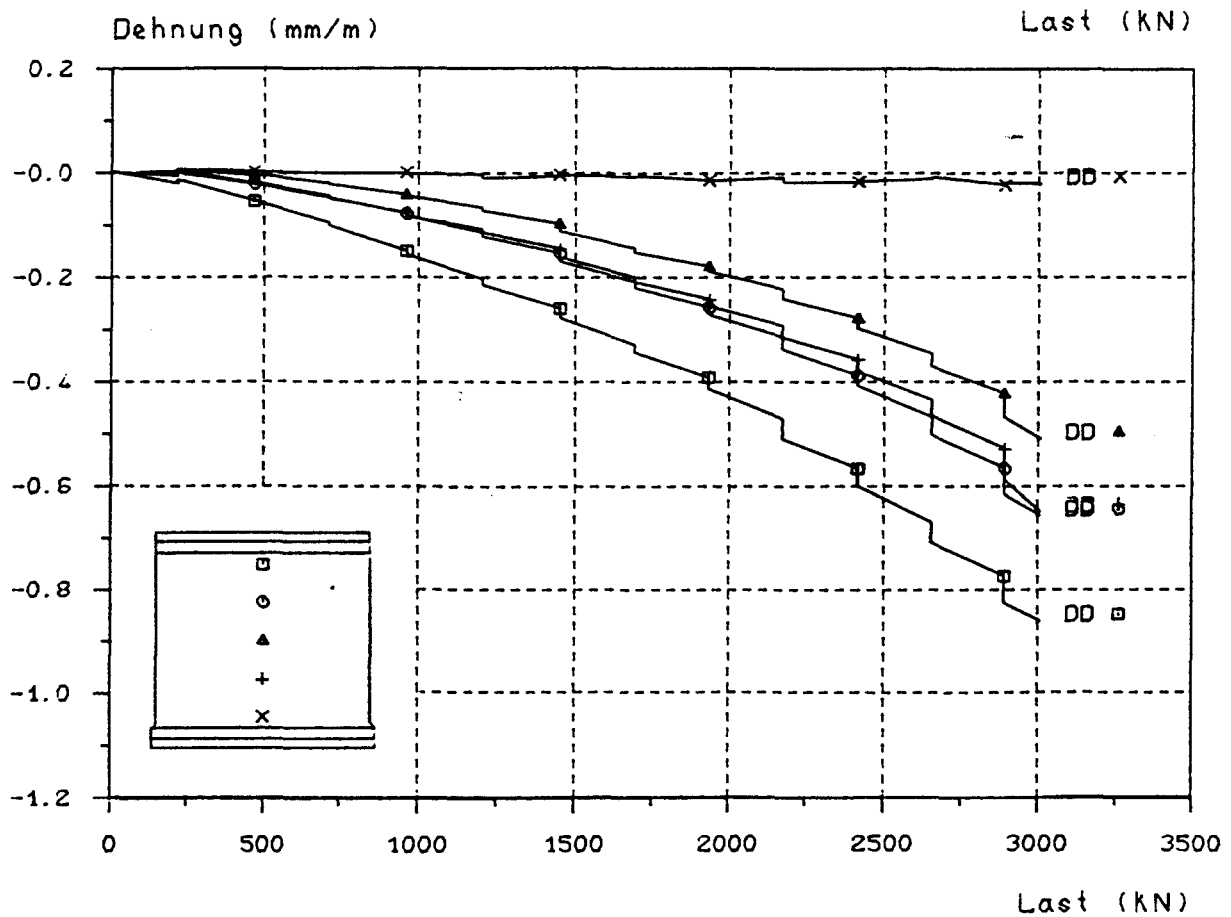
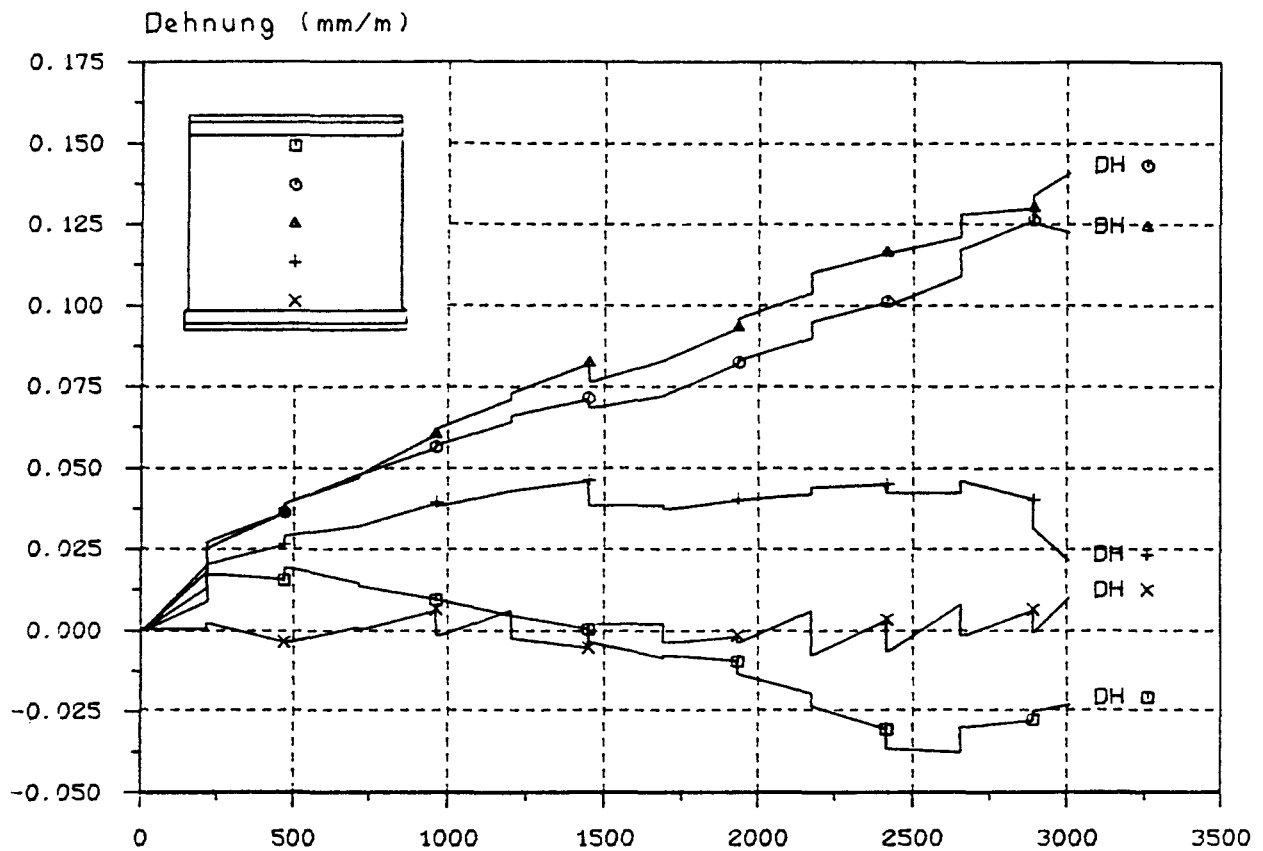


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 200

Versuchswand W 10

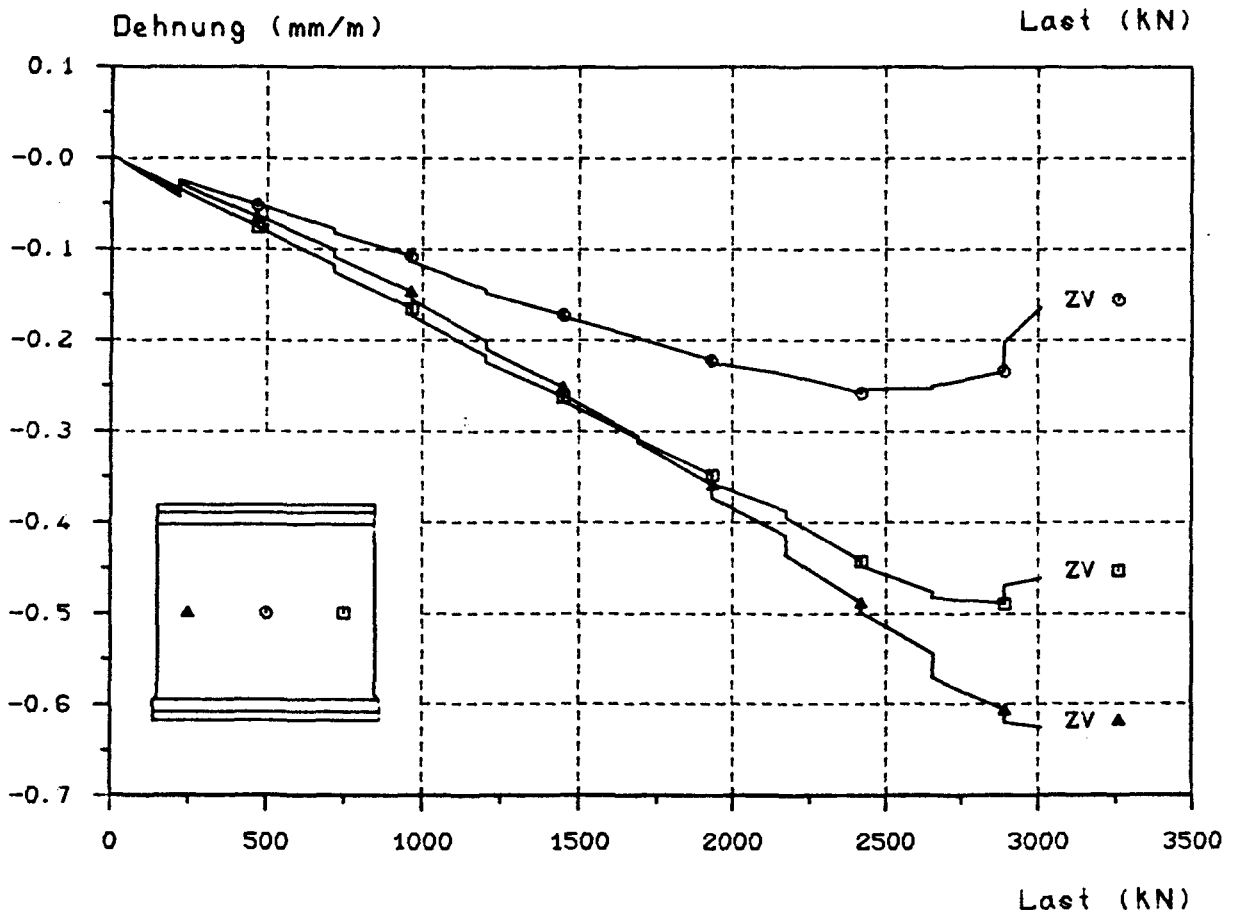
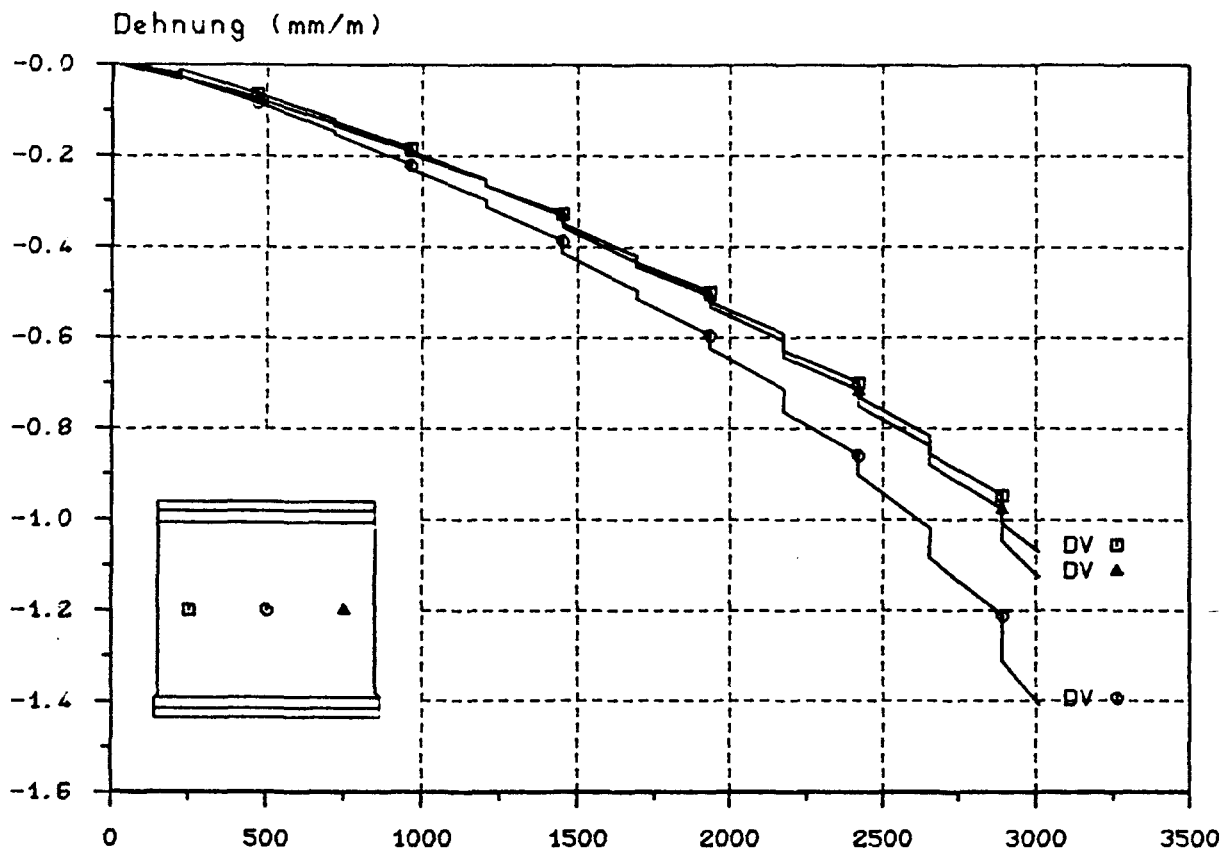


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 201

Versuchswand W 10

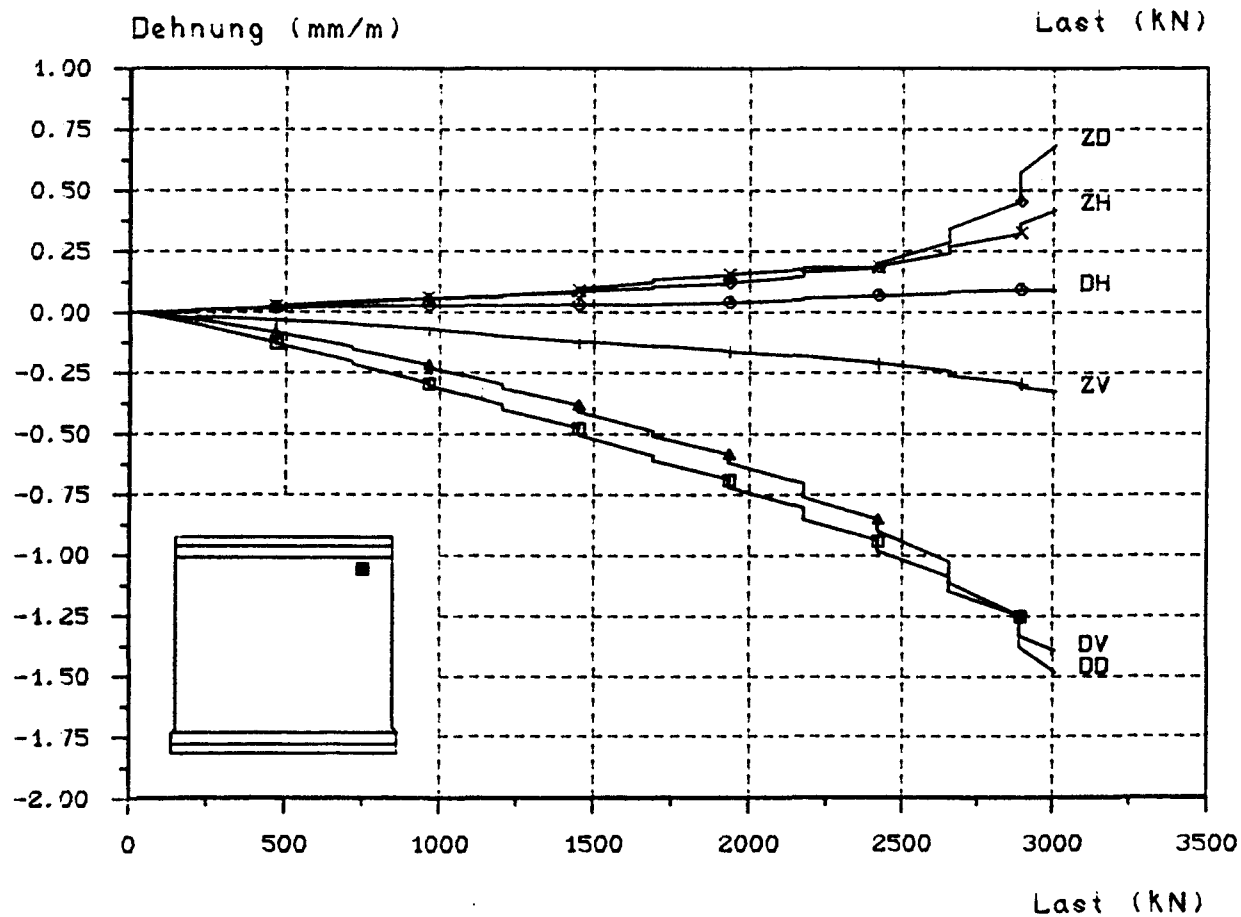
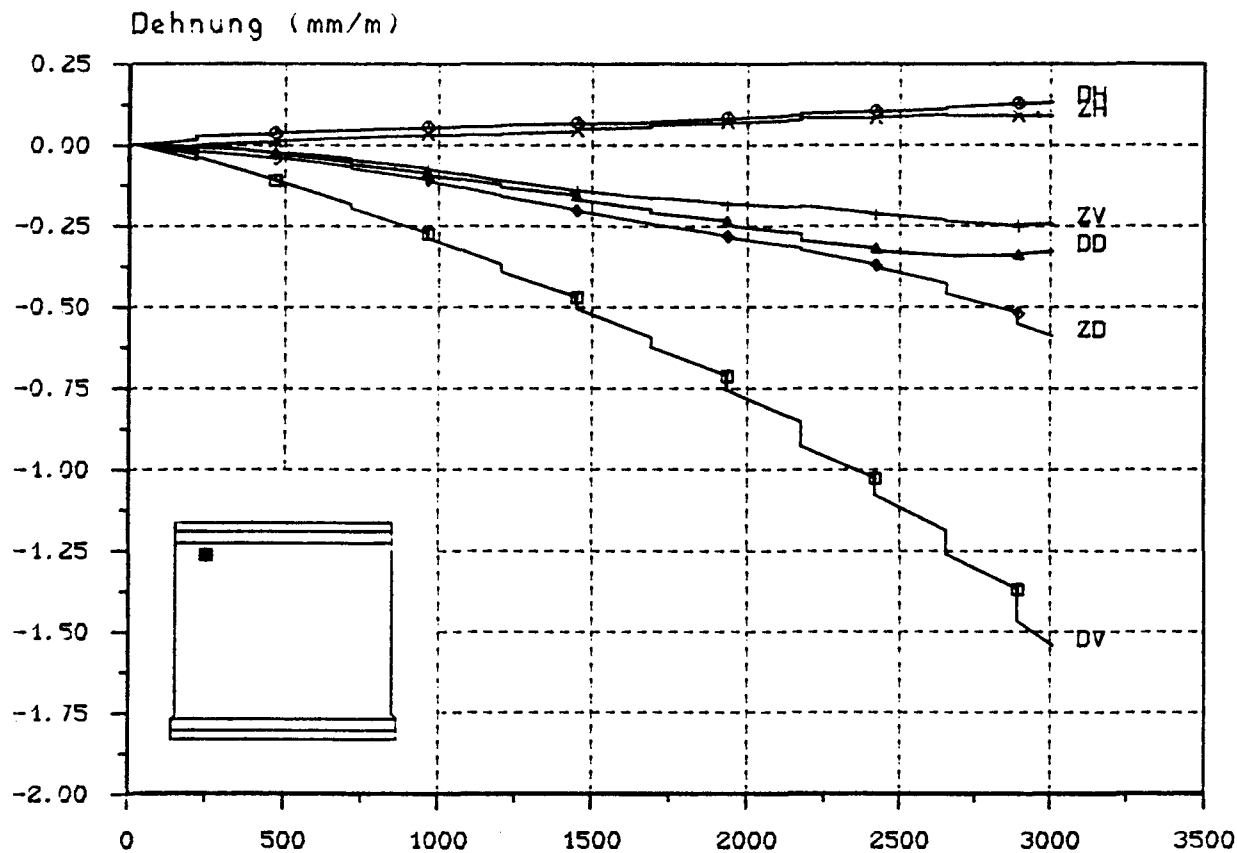


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

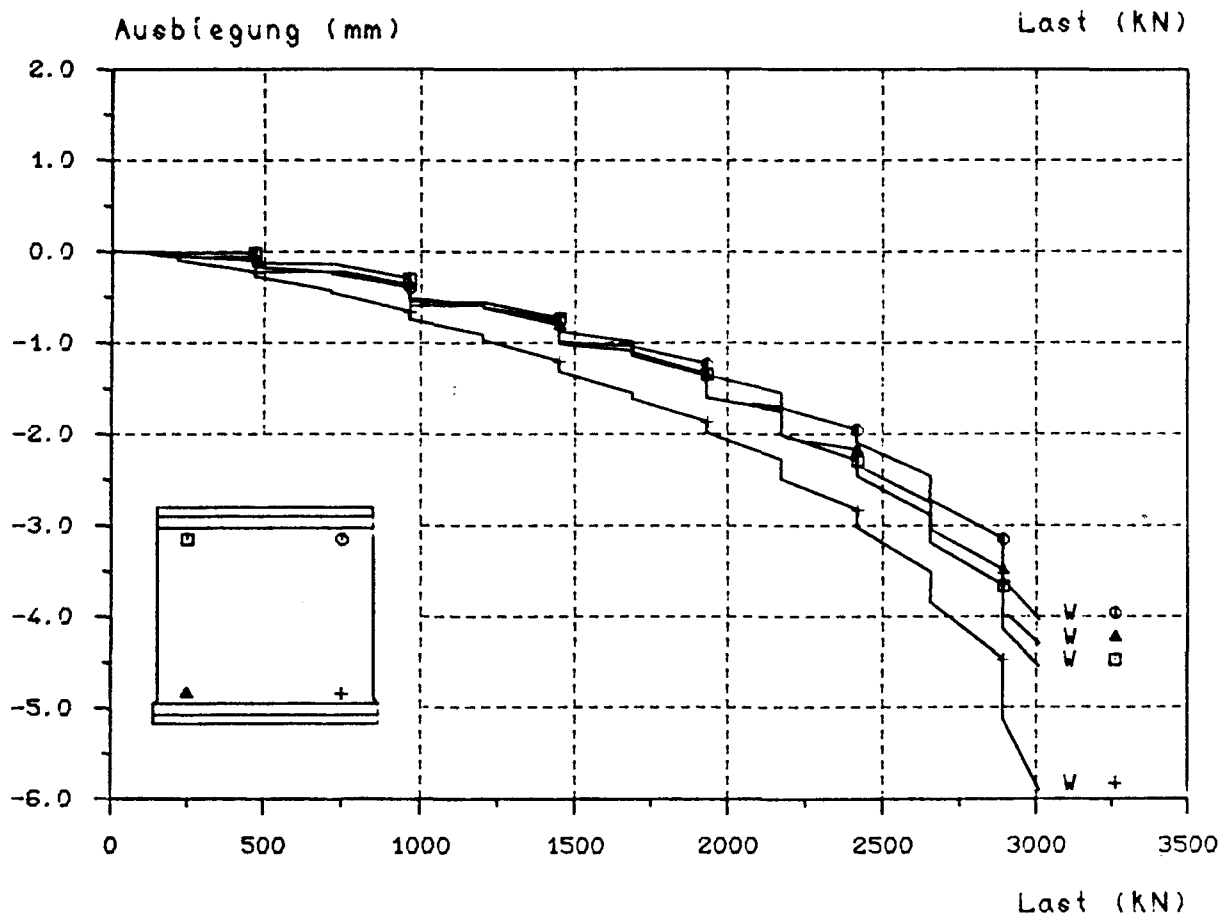
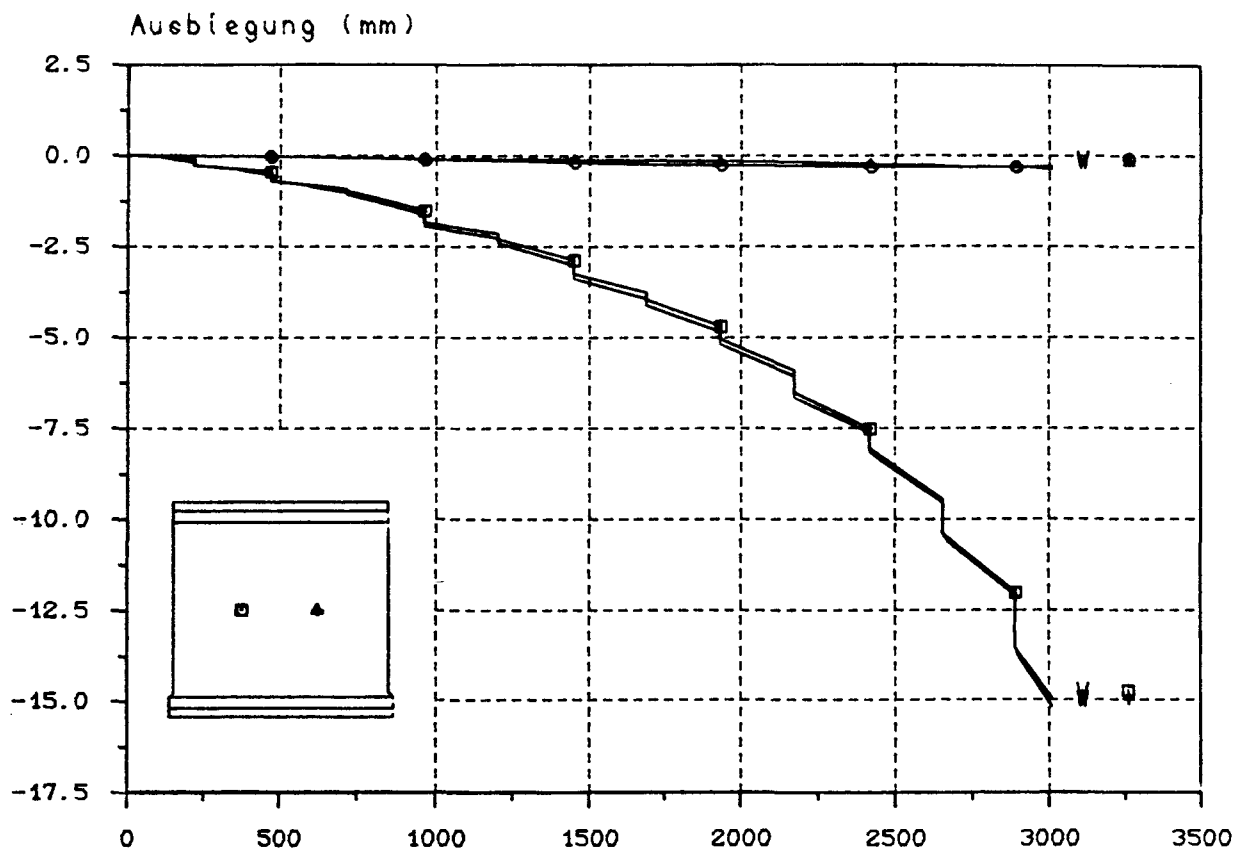
B I L D A 202

Versuchswand W 10

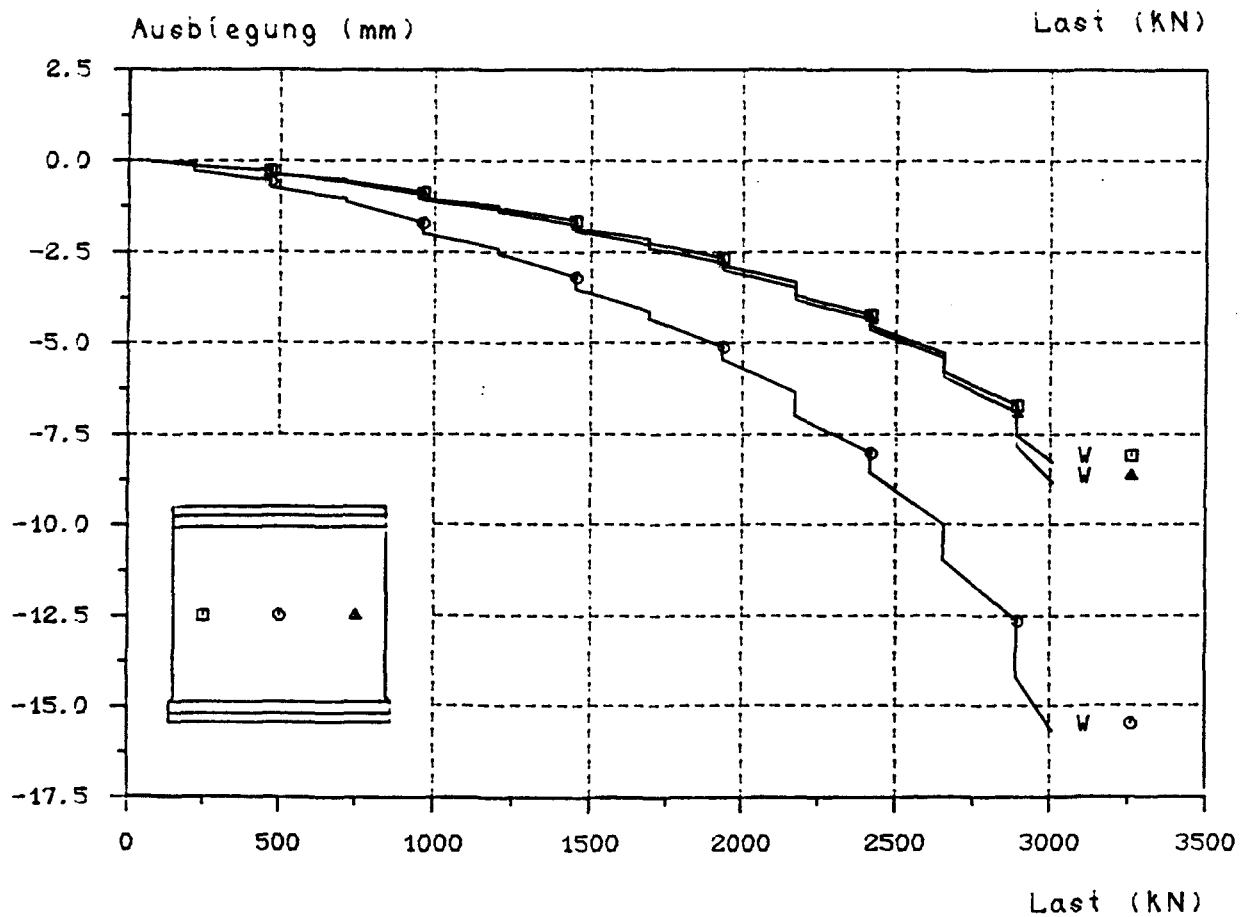
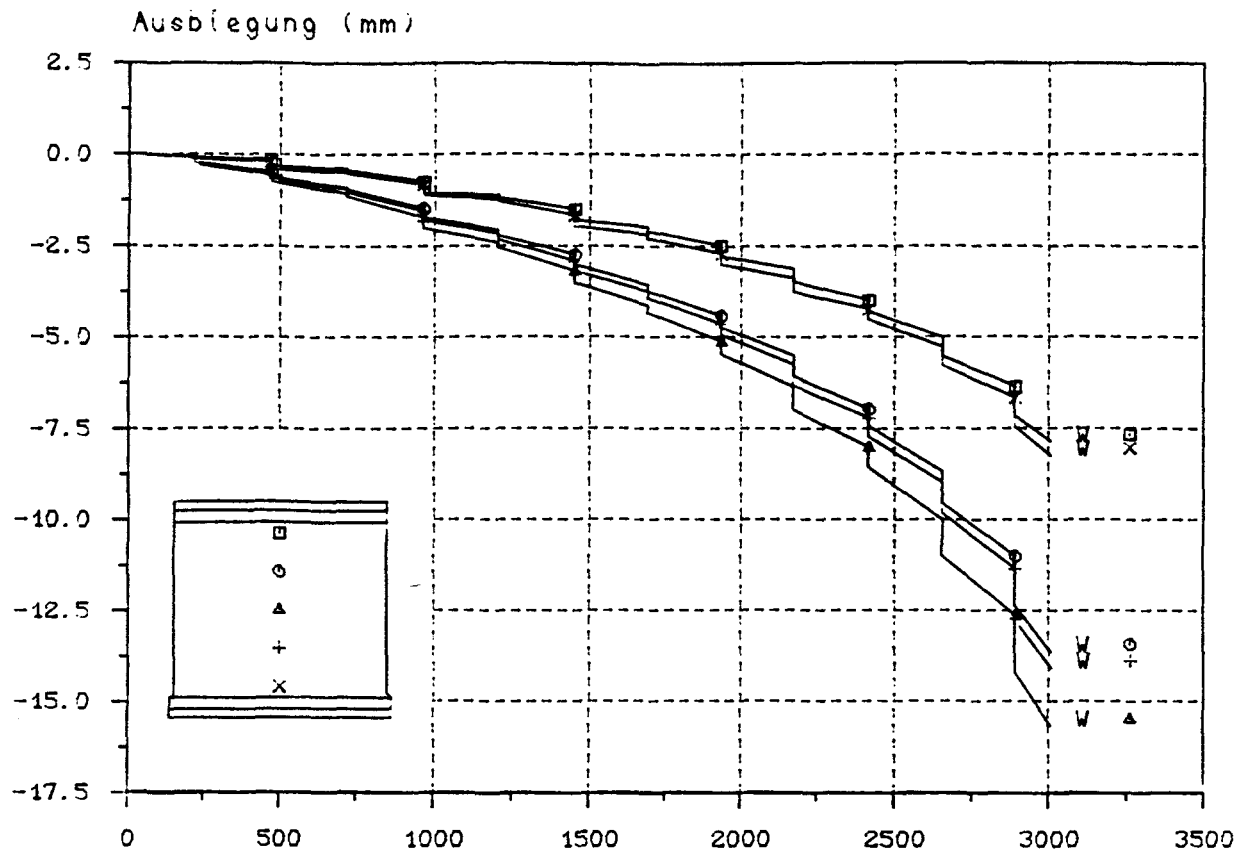


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



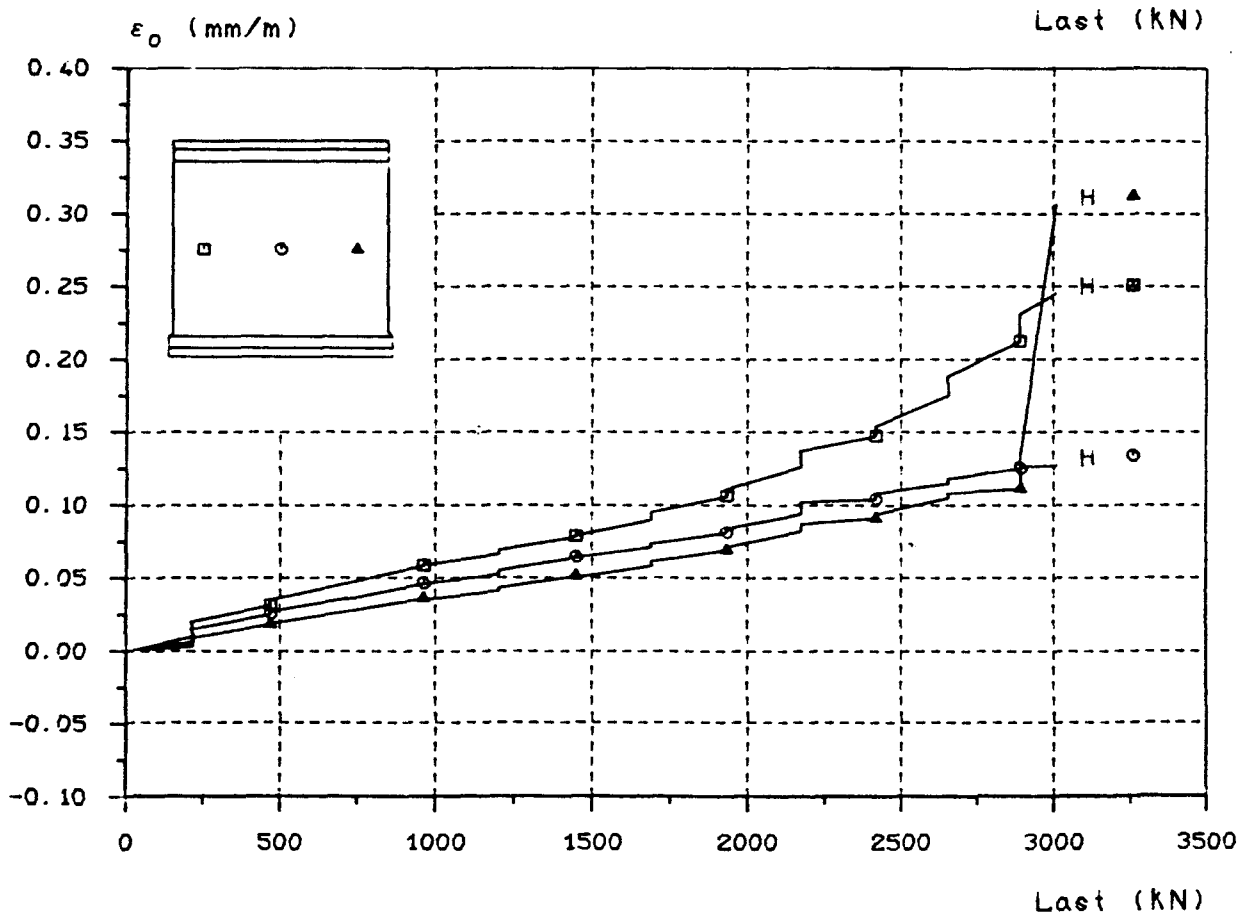
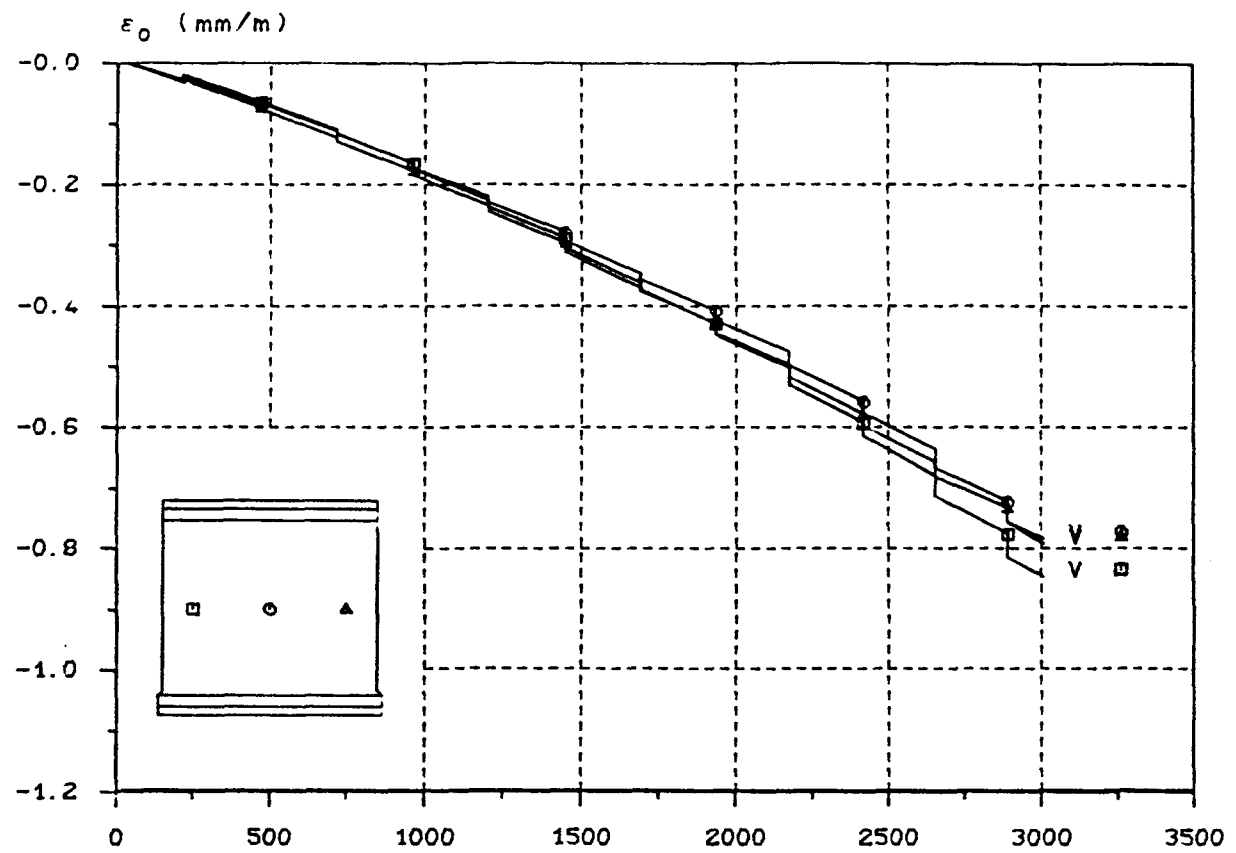
Ausbiegungs - Last - Diagramm



Ausbiegungs - Last - Diagramm

B I L D A 205

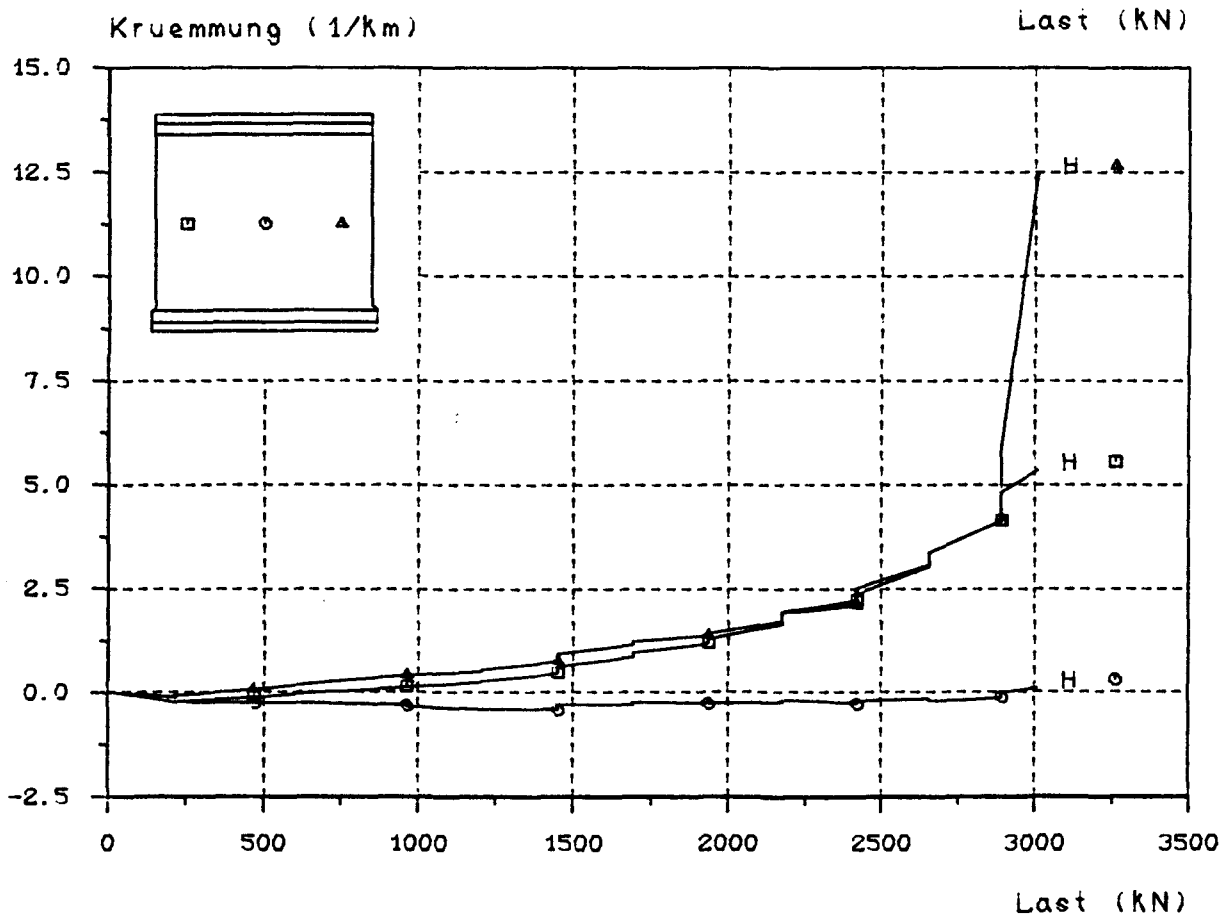
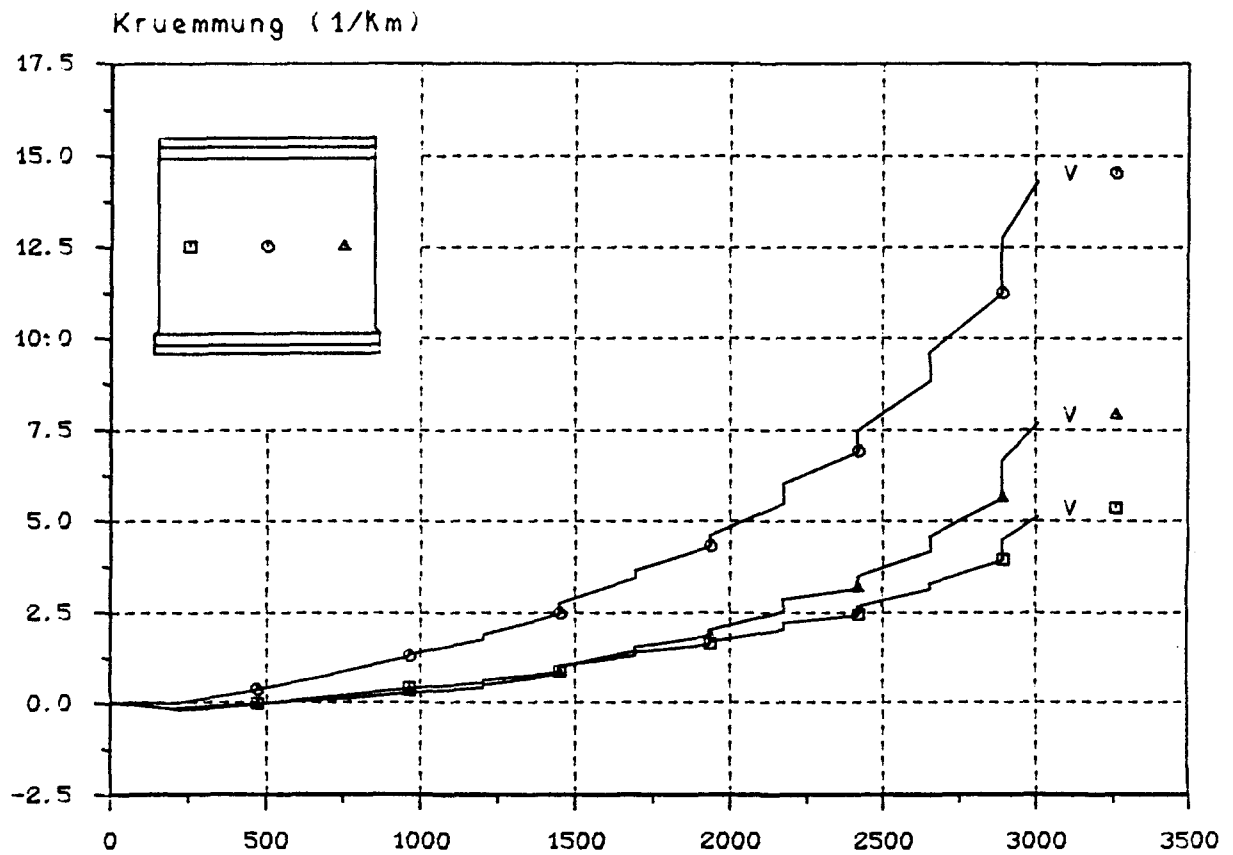
Versuchswand W 10



Mittlere Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal





K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 207

Versuchswand W 10



V e r s u c h s w a n d   W 11

3-seitig gelagert

$d = 83,3 \text{ mm}$

$e_k/d = 0,2$

B e t o n

Alter = 41 Tage

$\beta_{WVD} = 28,0 \text{ N/mm}^2$

$\beta_p = 22,9 \text{ N/mm}^2$

$\beta_{BZ} = 2,64 \text{ N/mm}^2$

E-Modul =  $26,1 \text{ kN/mm}^2$

B e w e h r u n g

Listenmatte 131/119

mittig

E r g e b n i s

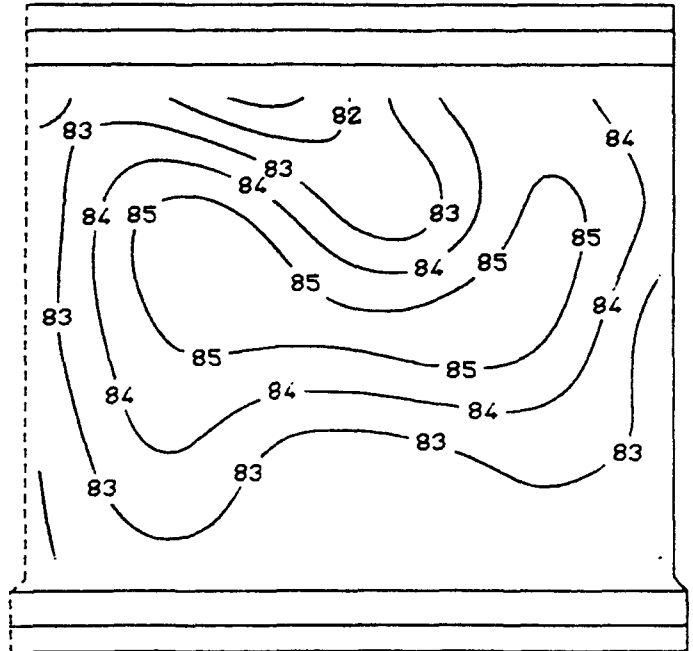
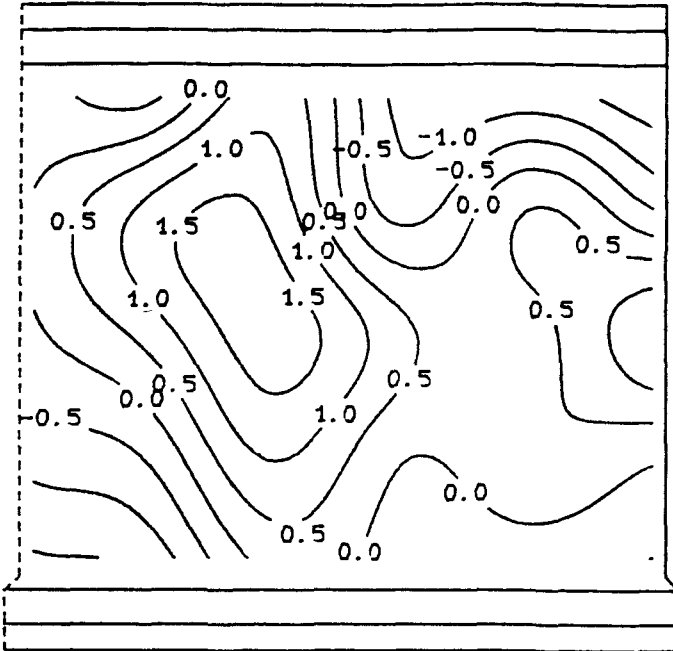
$\text{tot } F_u = 1,526 \text{ MN}$



# A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Abweichungen der approximierten  
Mittlebene von der Mittelfläche

Linien gleicher Wanddicke

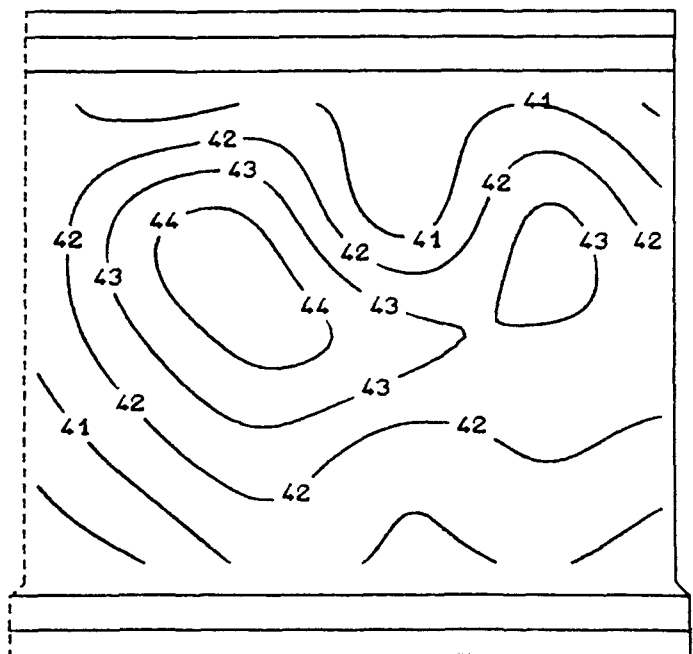
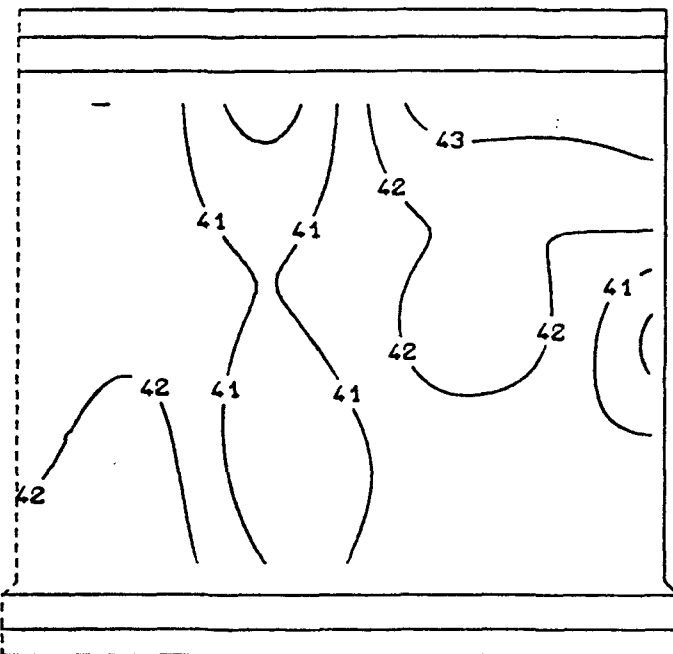


Abstand des Zugrandes

von der approximierten Mittlebene

Abstand des Druckrandes

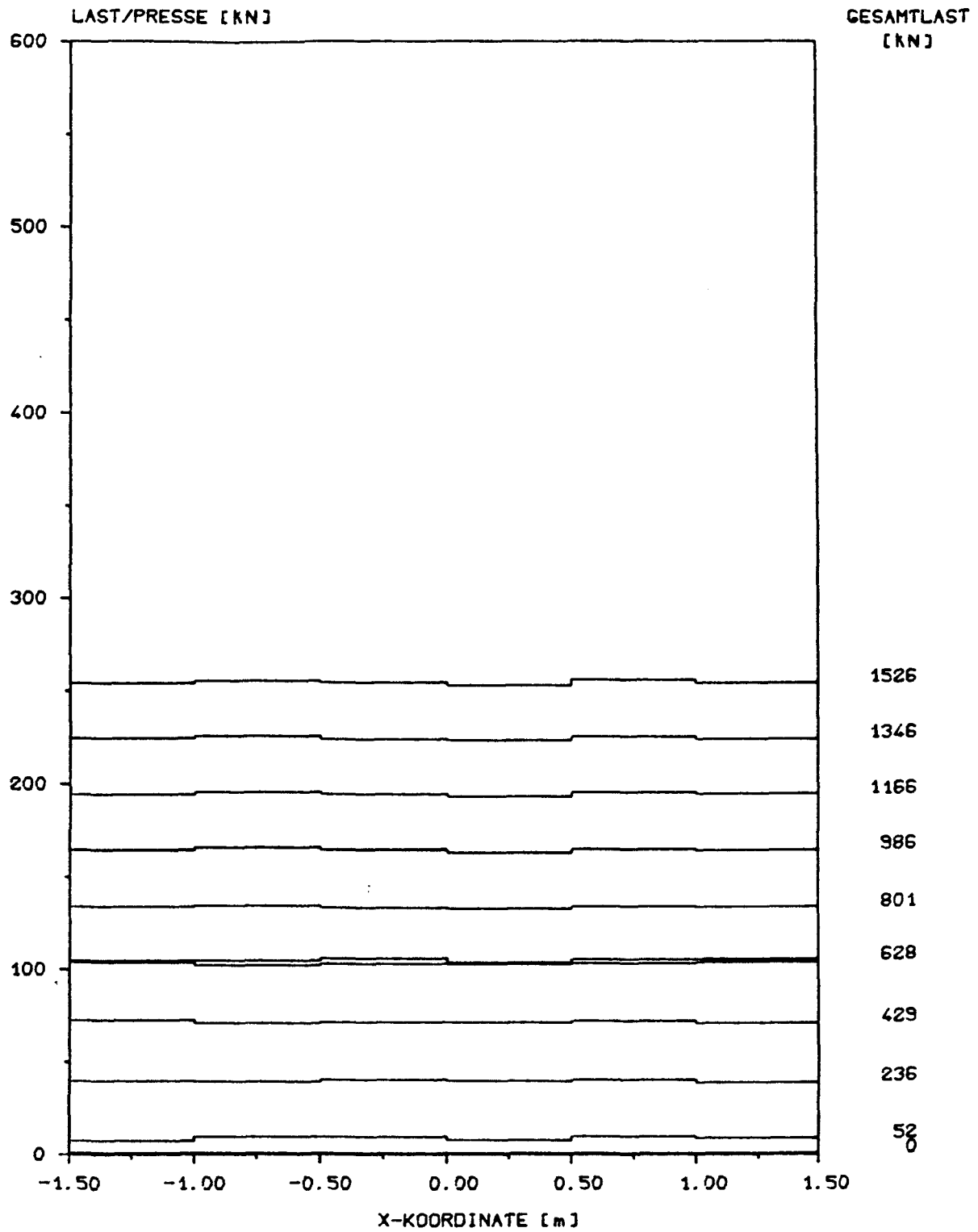
von der approximierten Mittlebene



## W a n d t o p o l o g i e

B I L D   A 208

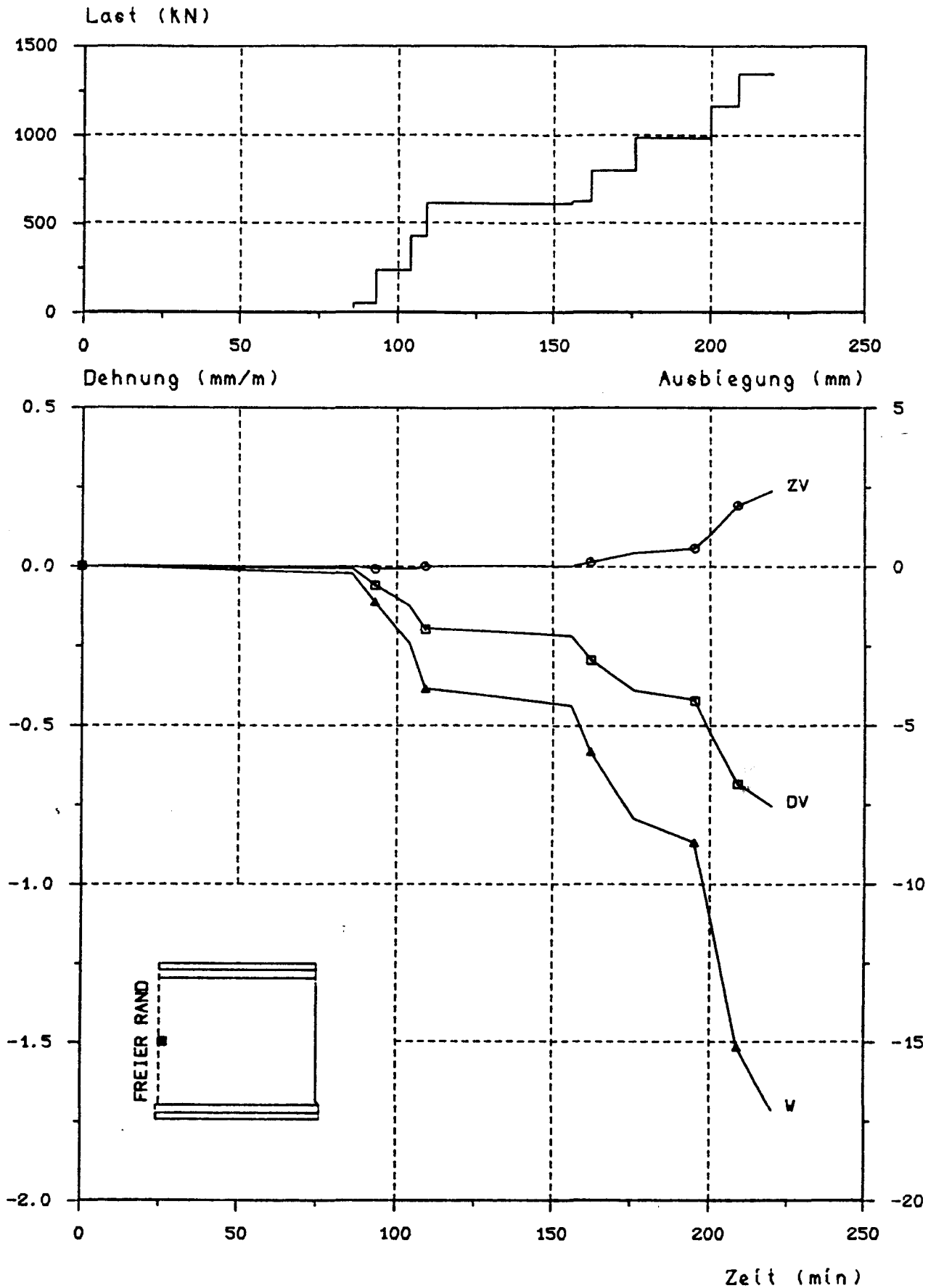
Versuchswand W 11



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 209

Versuchswand W 11



L a s t - Z e i t - b z w . V e r f o r m u n g s - Z e i t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, W = Ausbiegung

B I L D A 210

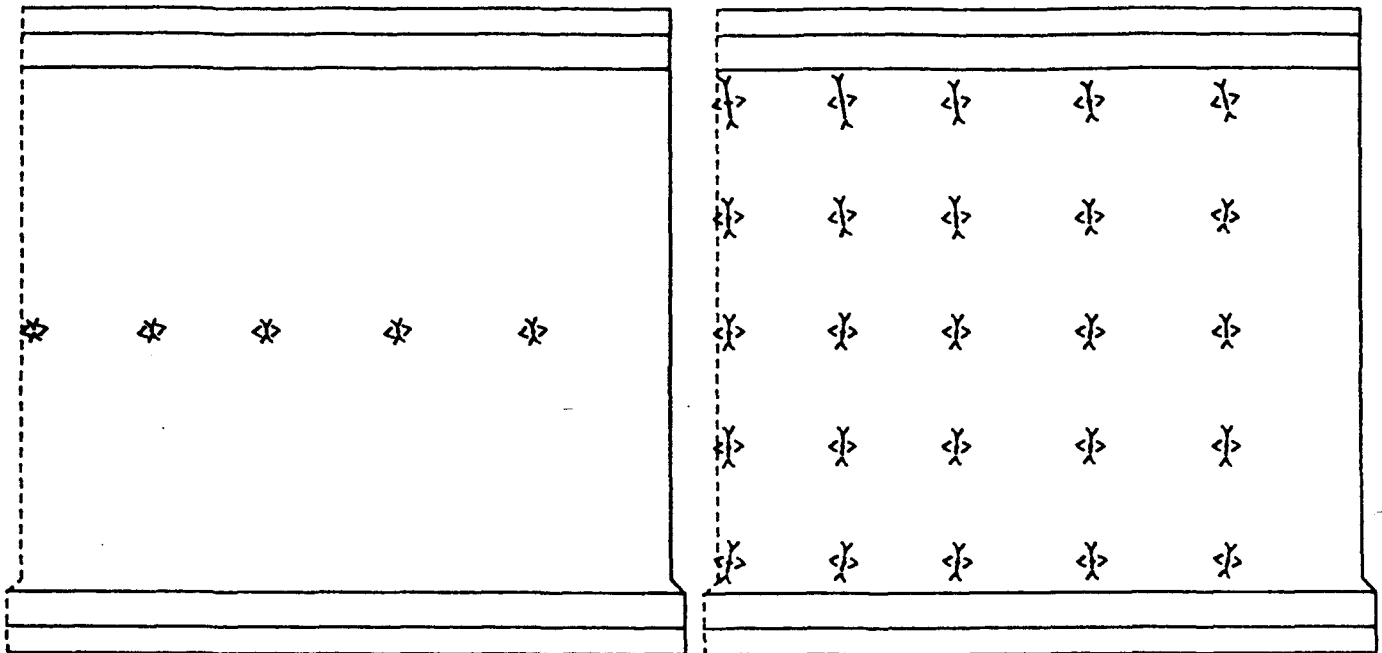
Versuchswand W 11

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

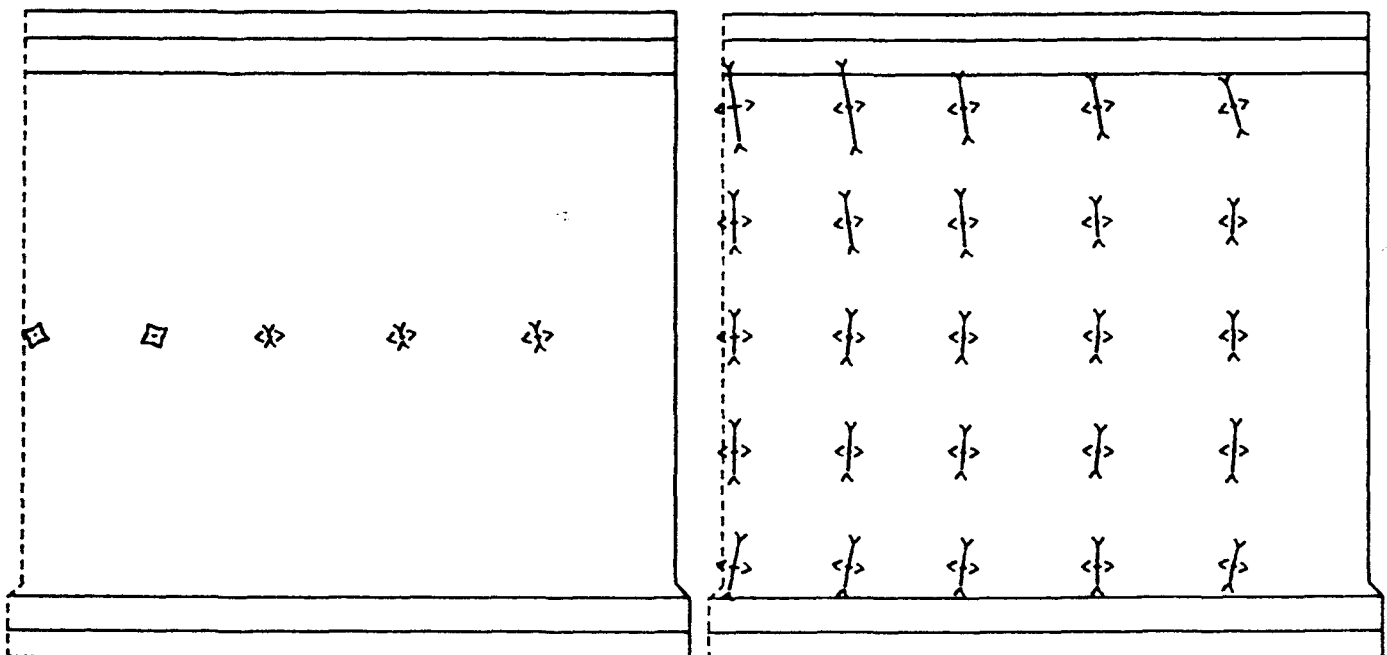
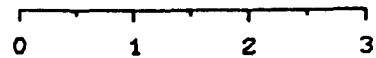
Zugseite

Last = 428,5 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 801,1 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 211

Versuchswand W 11

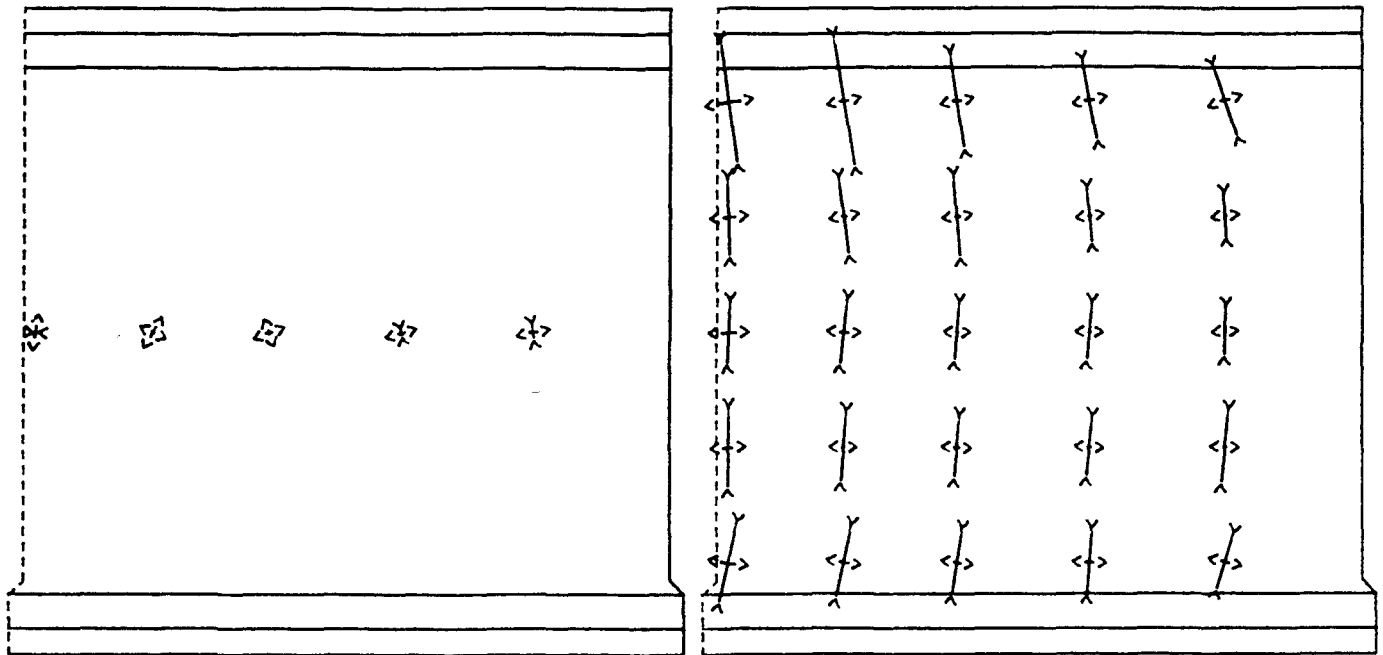


# A n s i c h t d e r D r u c k s e i t e

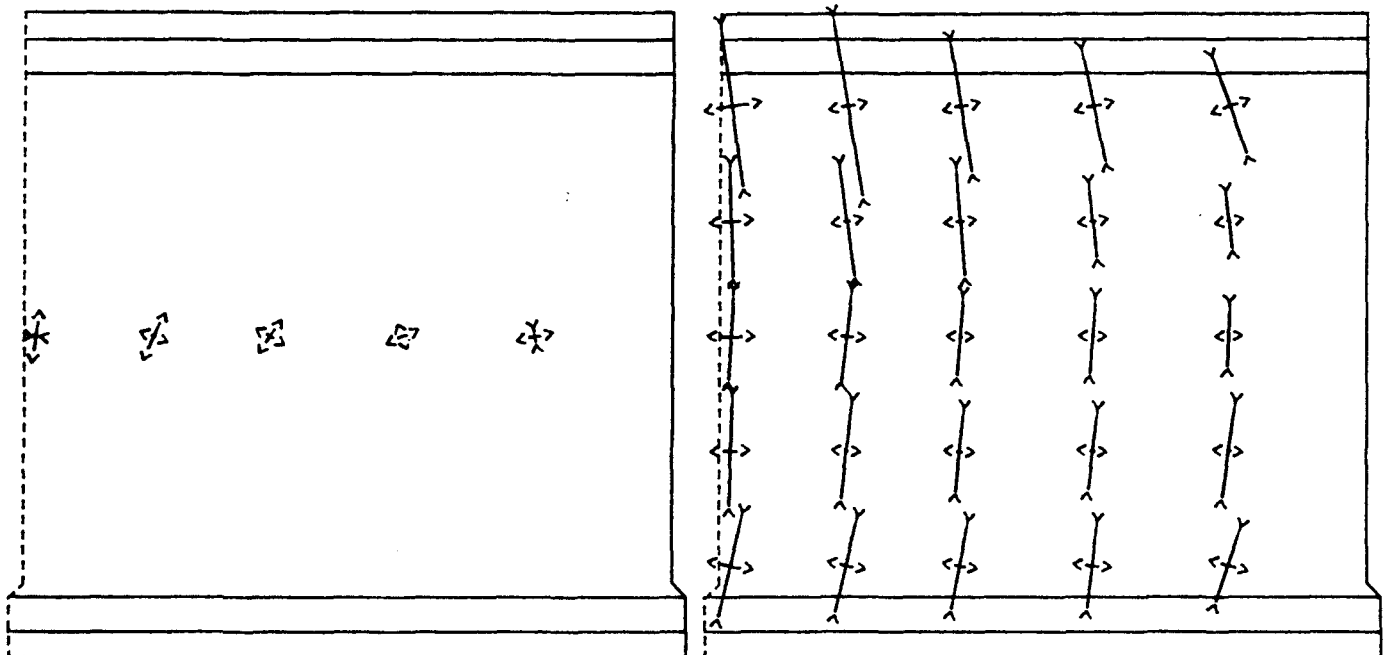
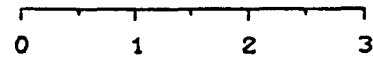
Zugseite

Last = 1165,9 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1345,8 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D A 212

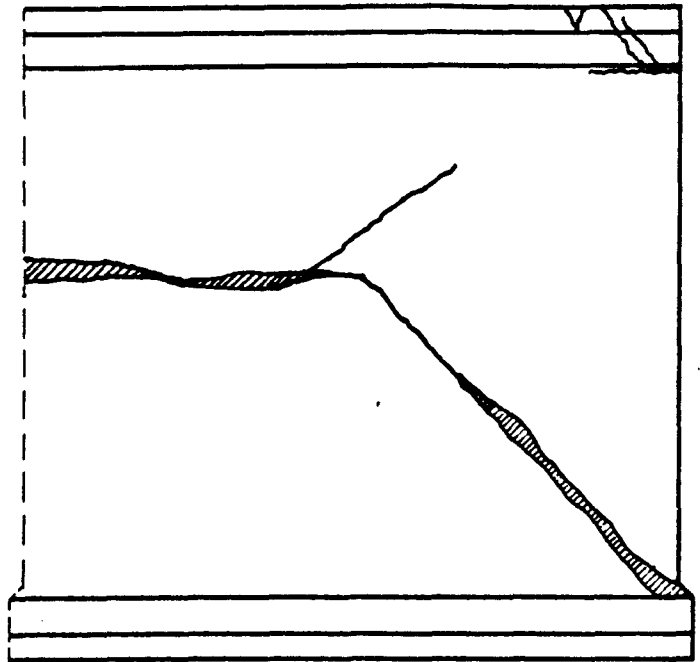
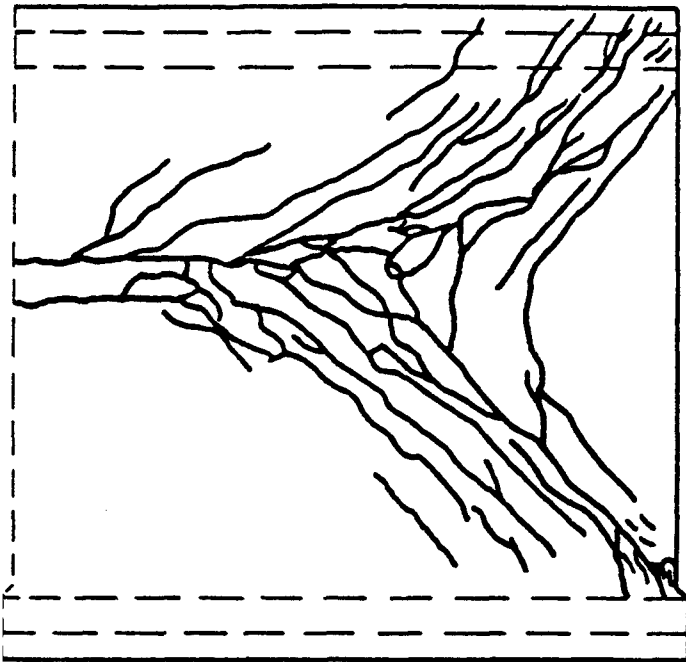
Versuchswand W 11



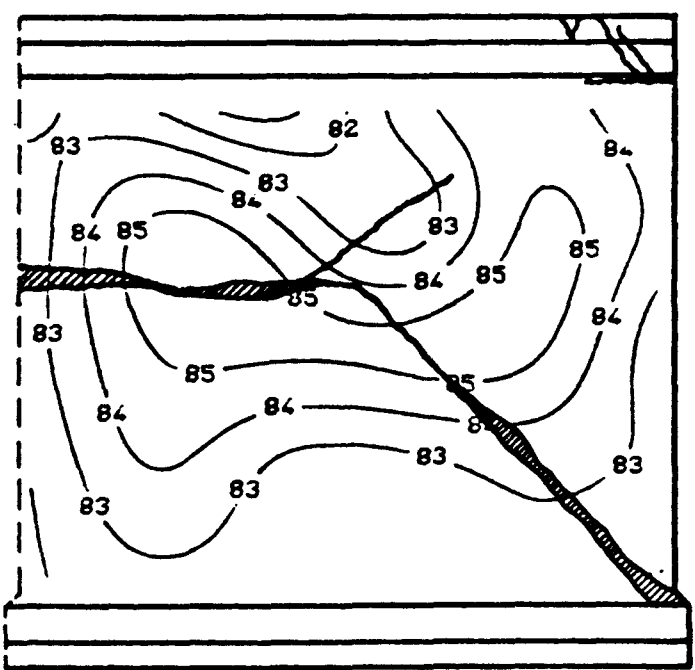
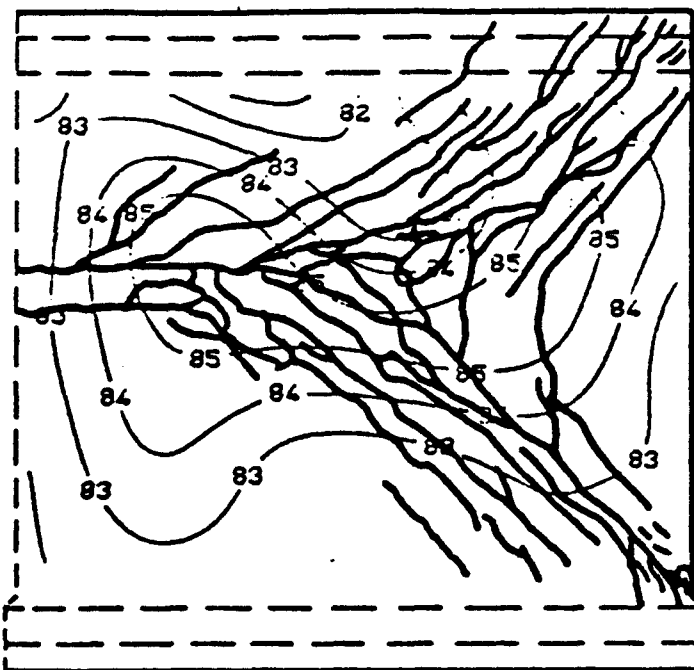
A n s i c h t d e r D r u c k s e i t e

Zugseite

Druckseite



B r u c h b i l d e r



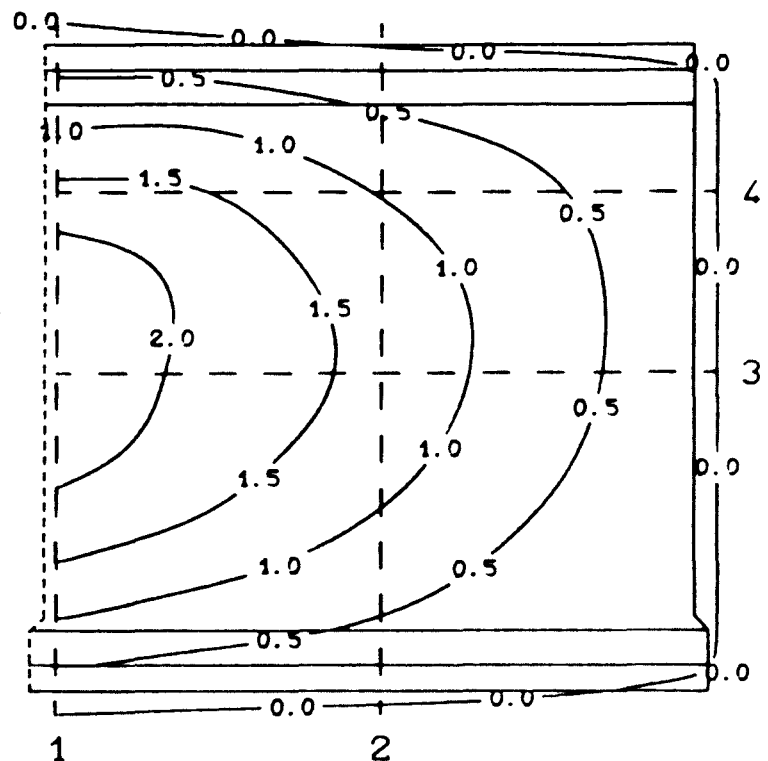
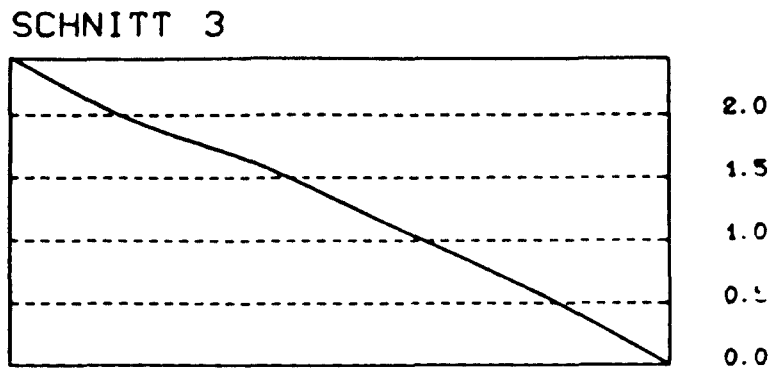
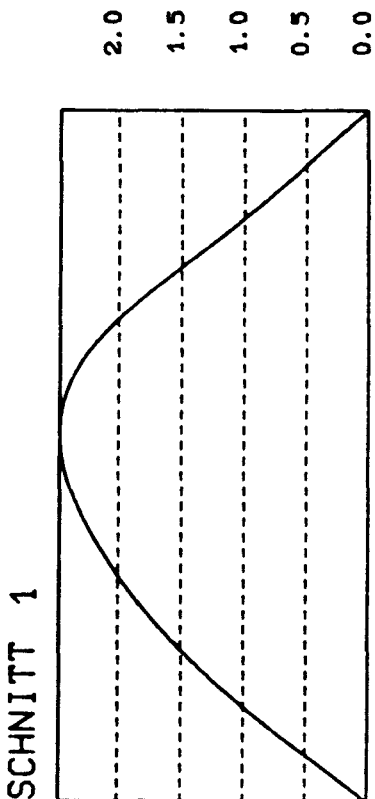
Zugseite

Druckseite

Bruchbilder überlagert mit Wanddicken (Maße in mm)

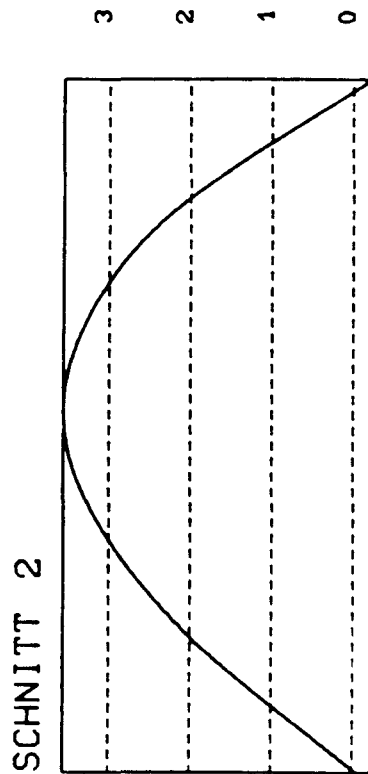
B I L D A 213

Versuchswand W 11

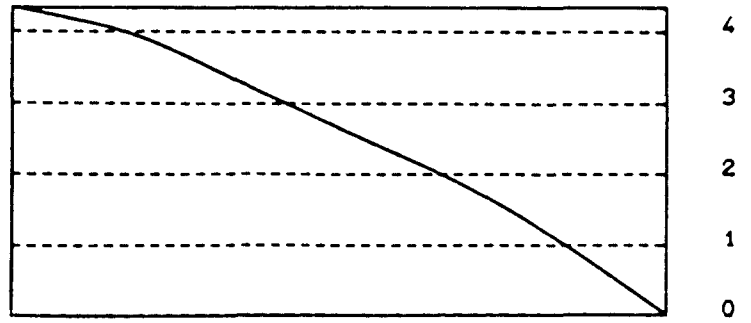


**Last = 428,5 kN**

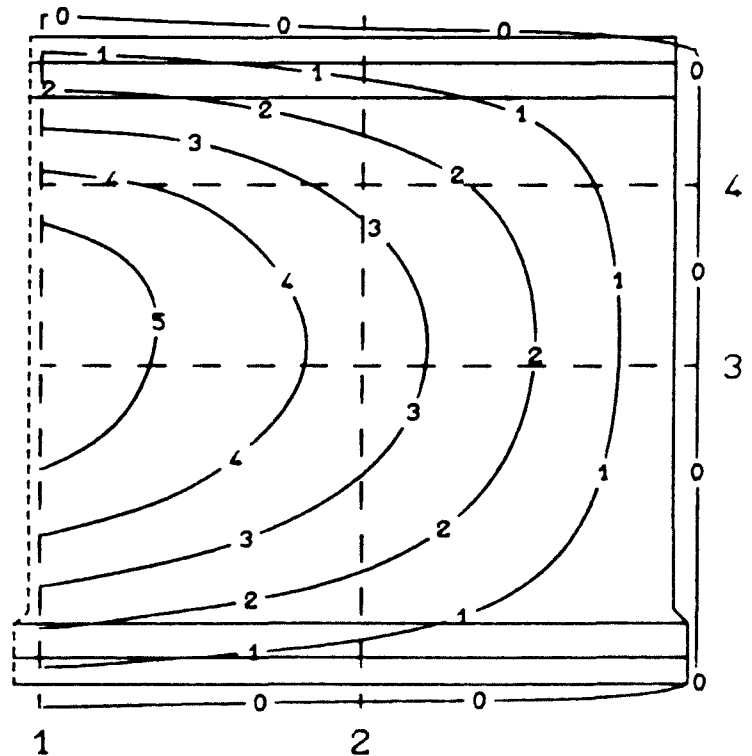
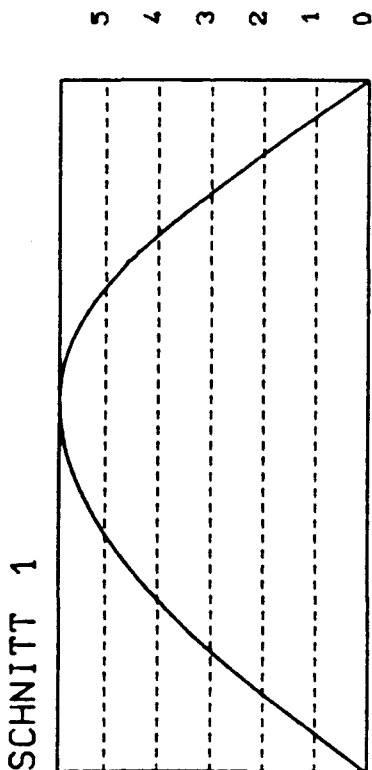
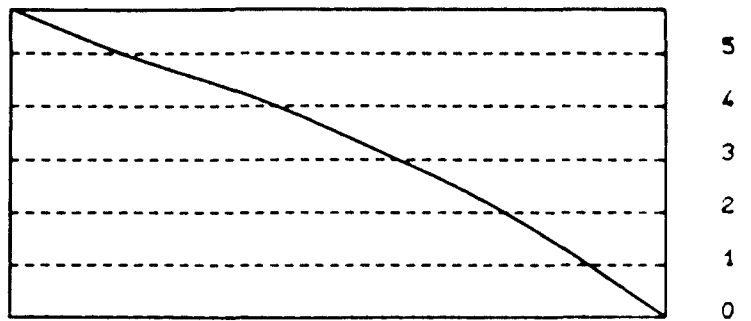
Versuchswand W 11



SCHNITT 4

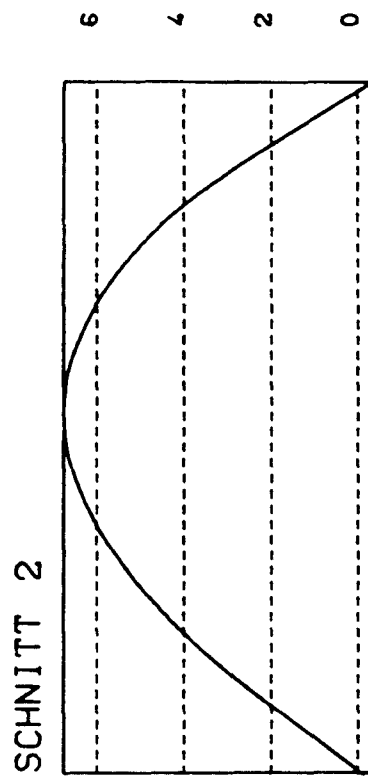


SCHNITT 3

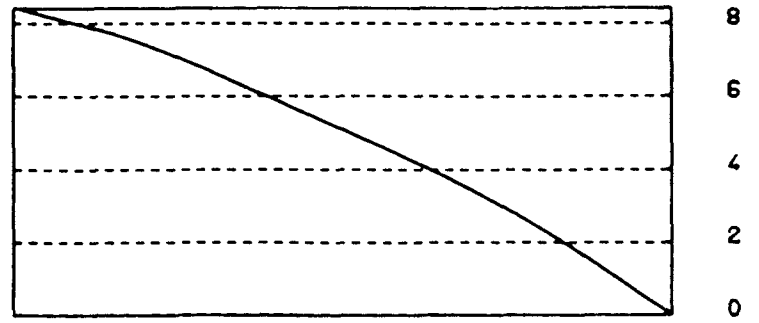


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

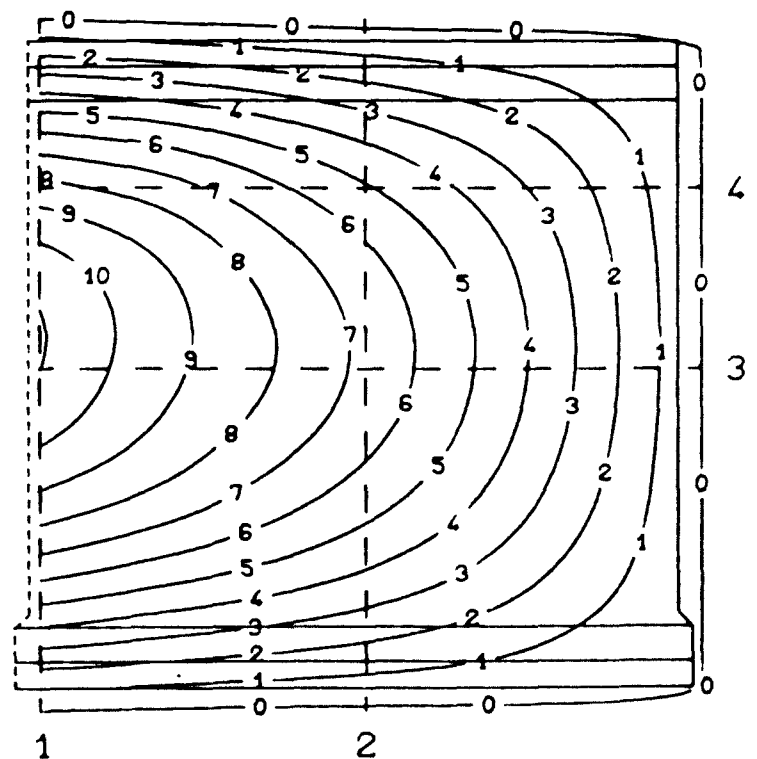
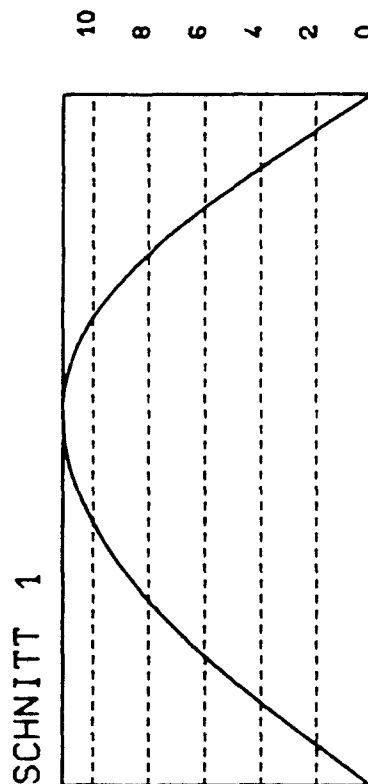
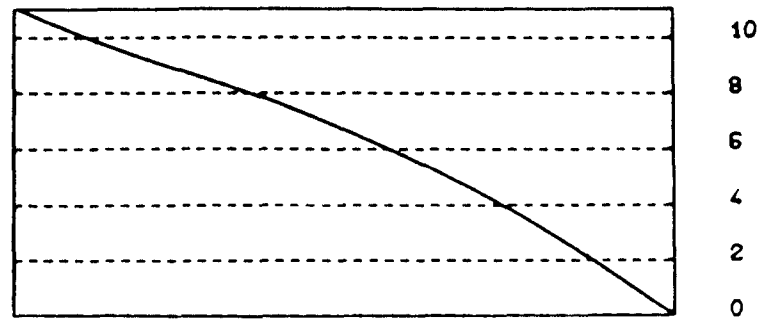
Last = 801,1 kN



SCHNITT 4

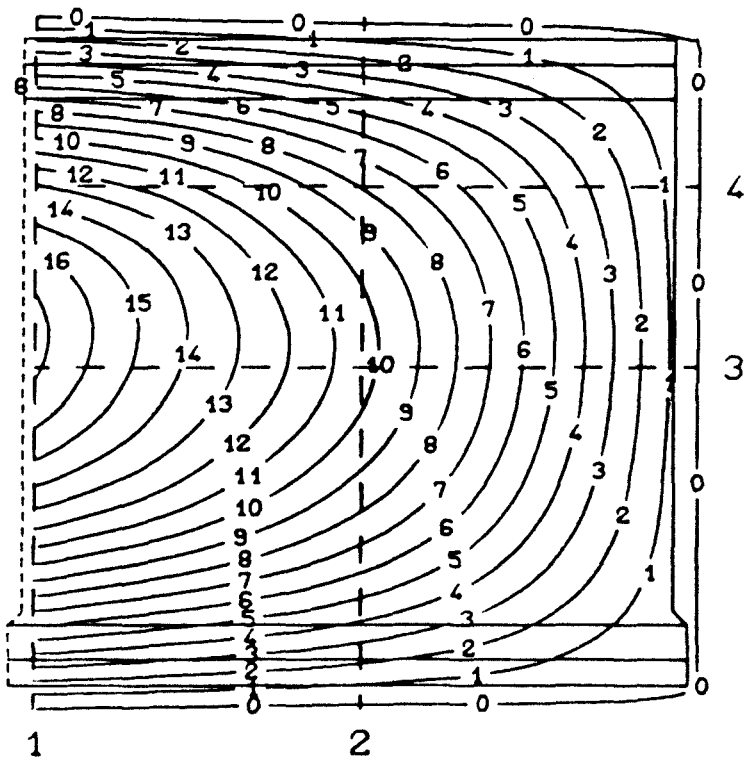
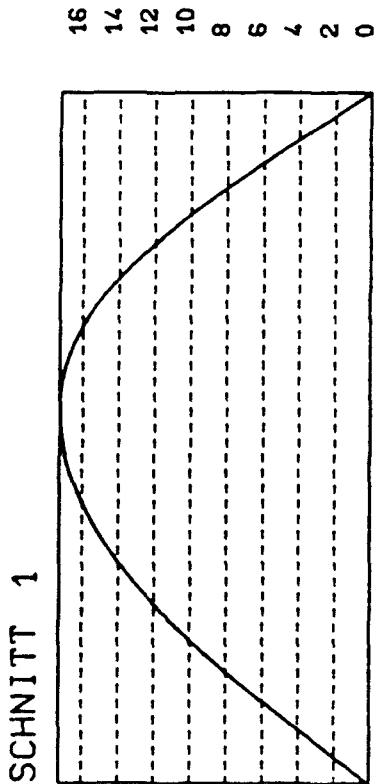
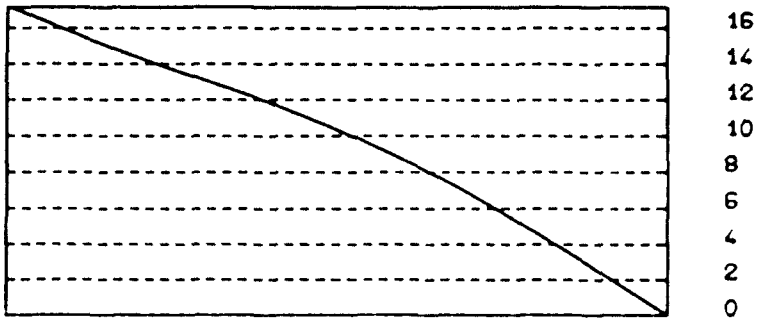
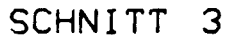
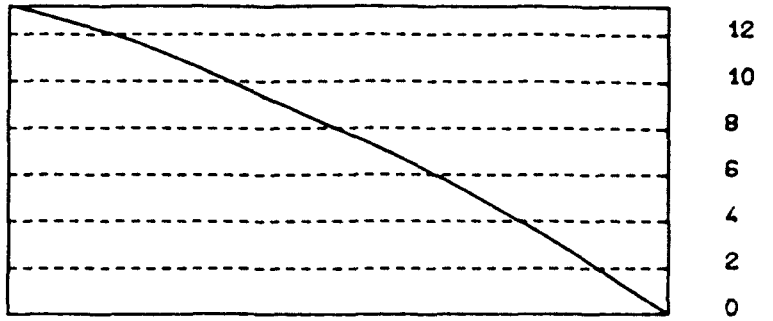
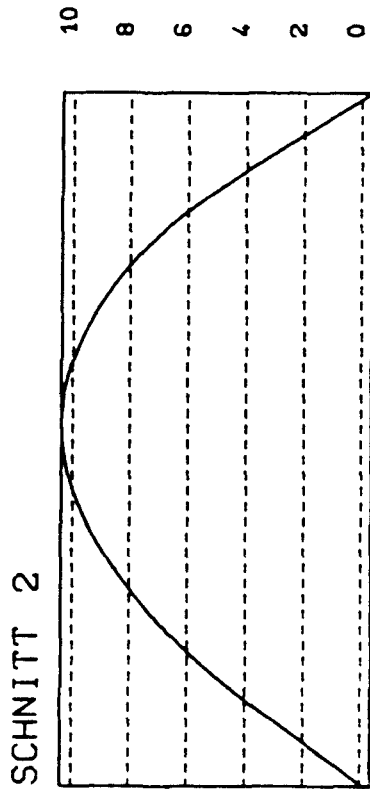


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 1165,9 kN

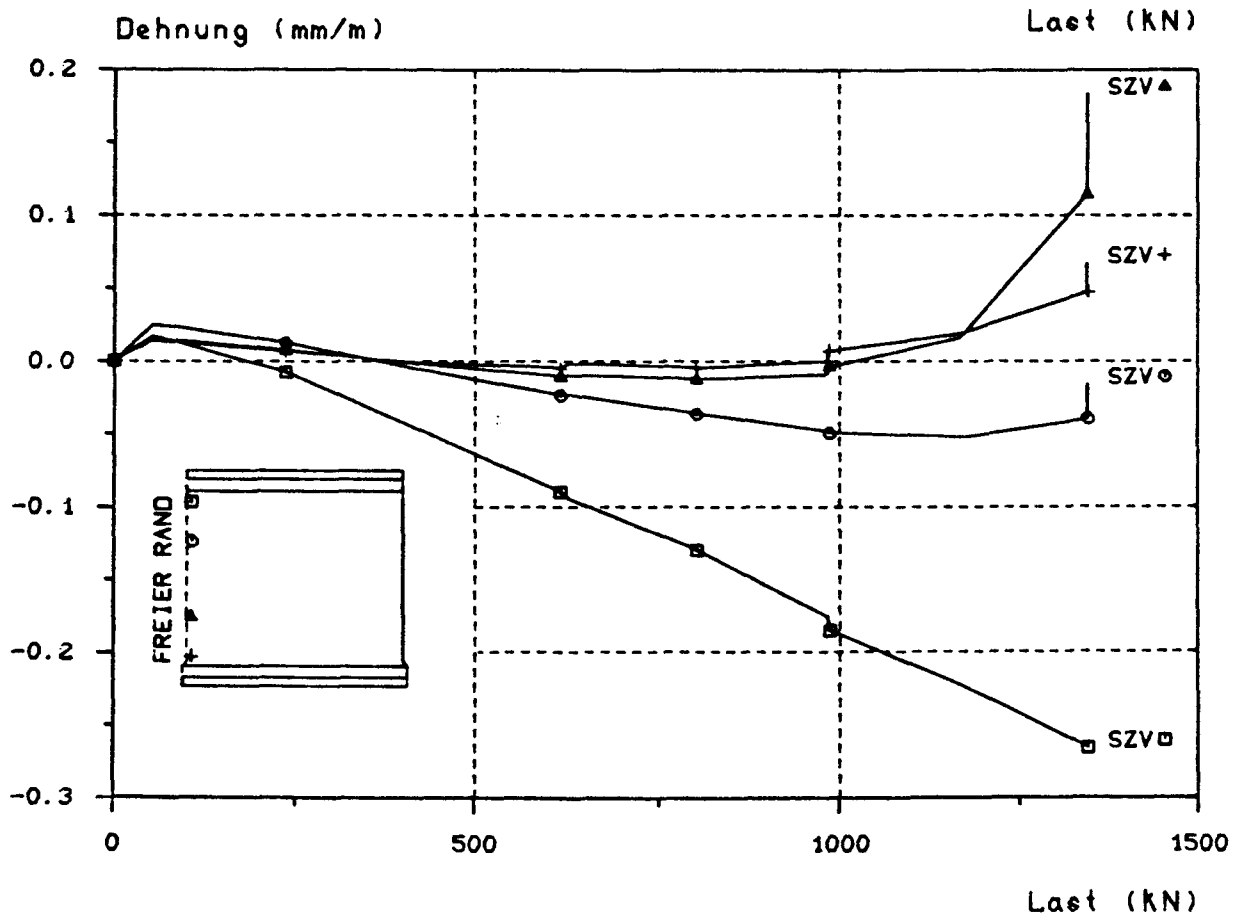
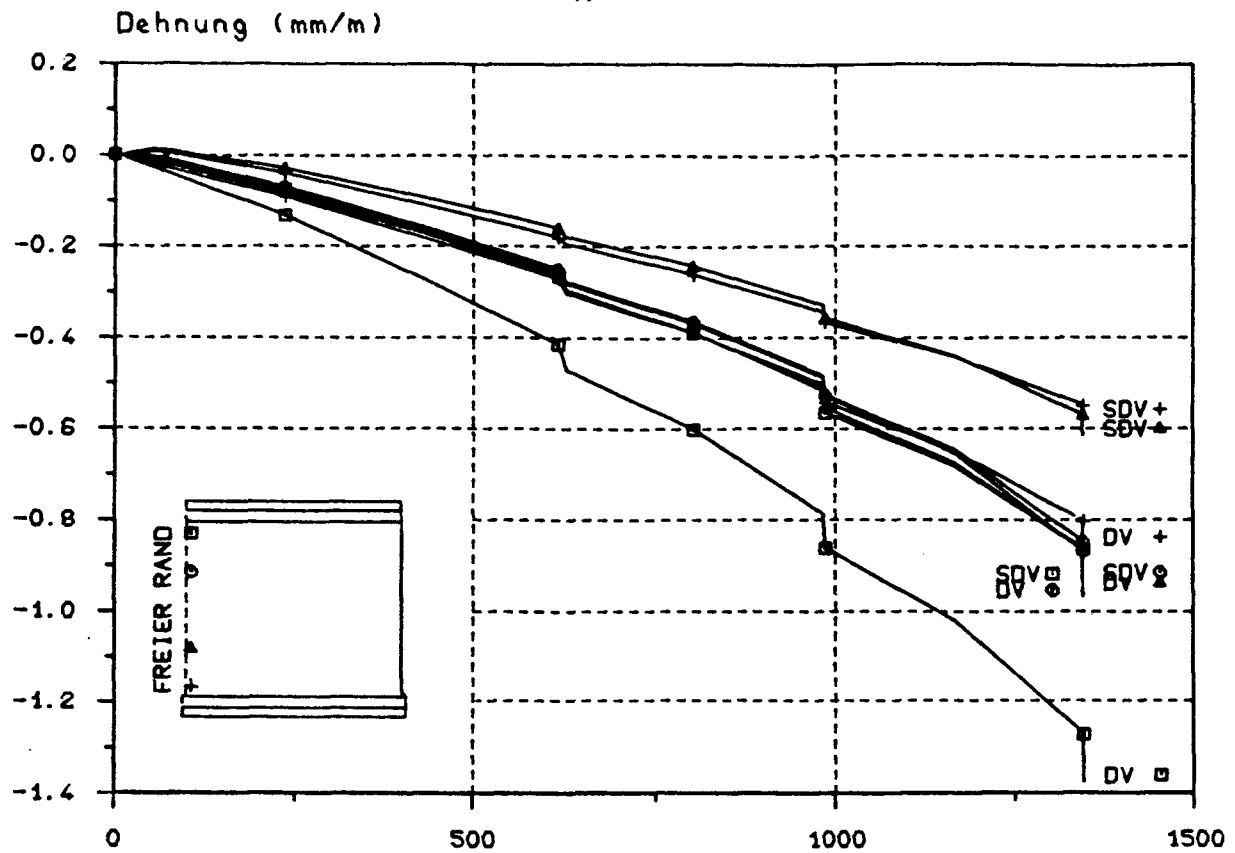


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

**Last = 1345,8 kN**

B I L D A 217

Versuchswand W 11



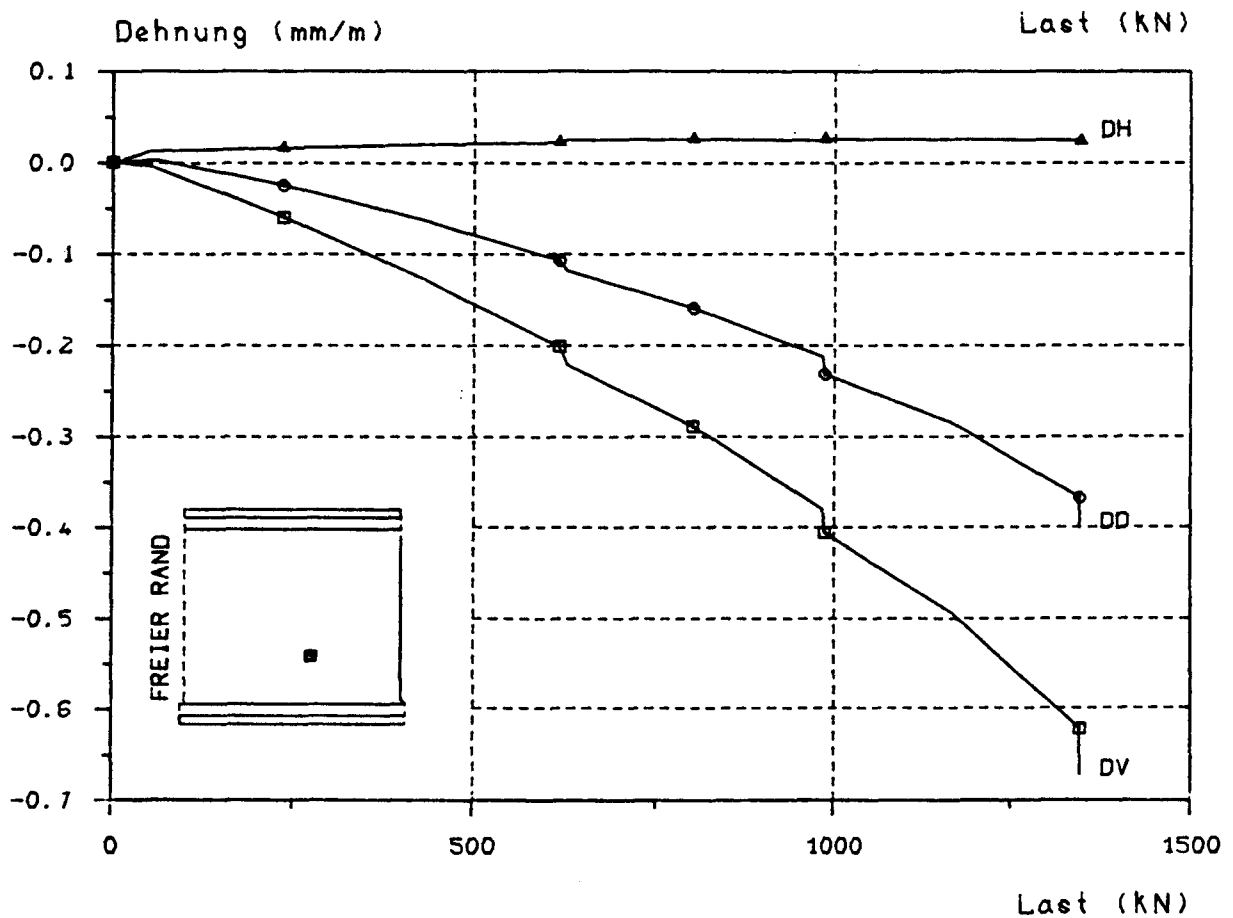
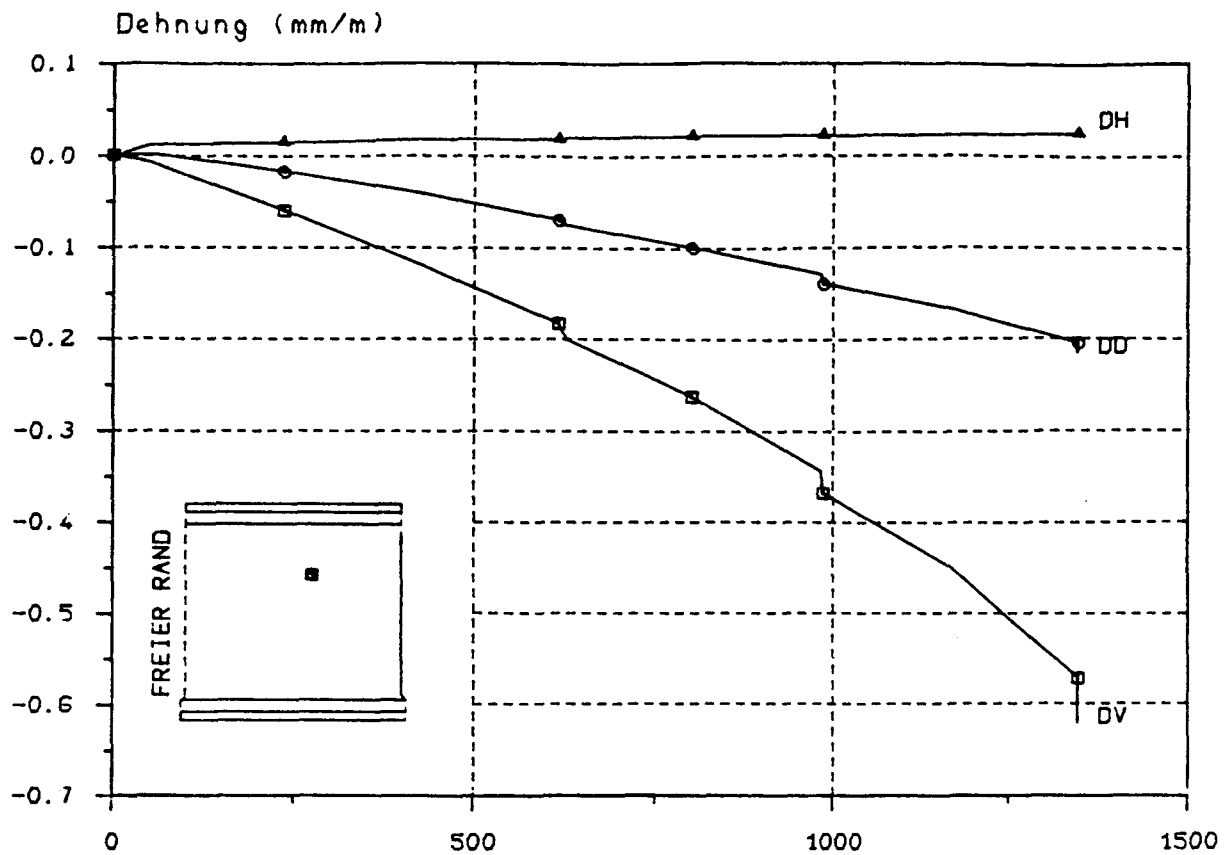
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 218

Versuchswand W 11



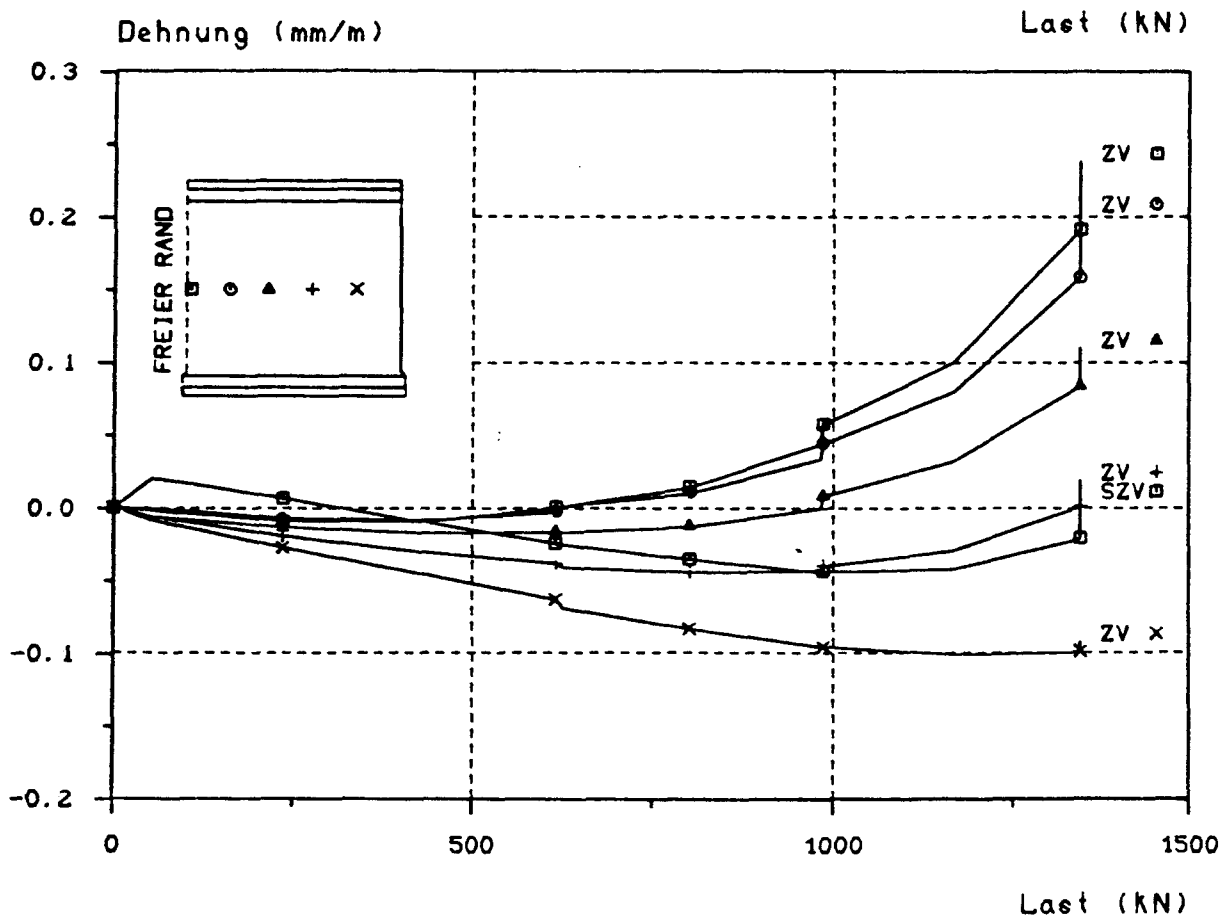
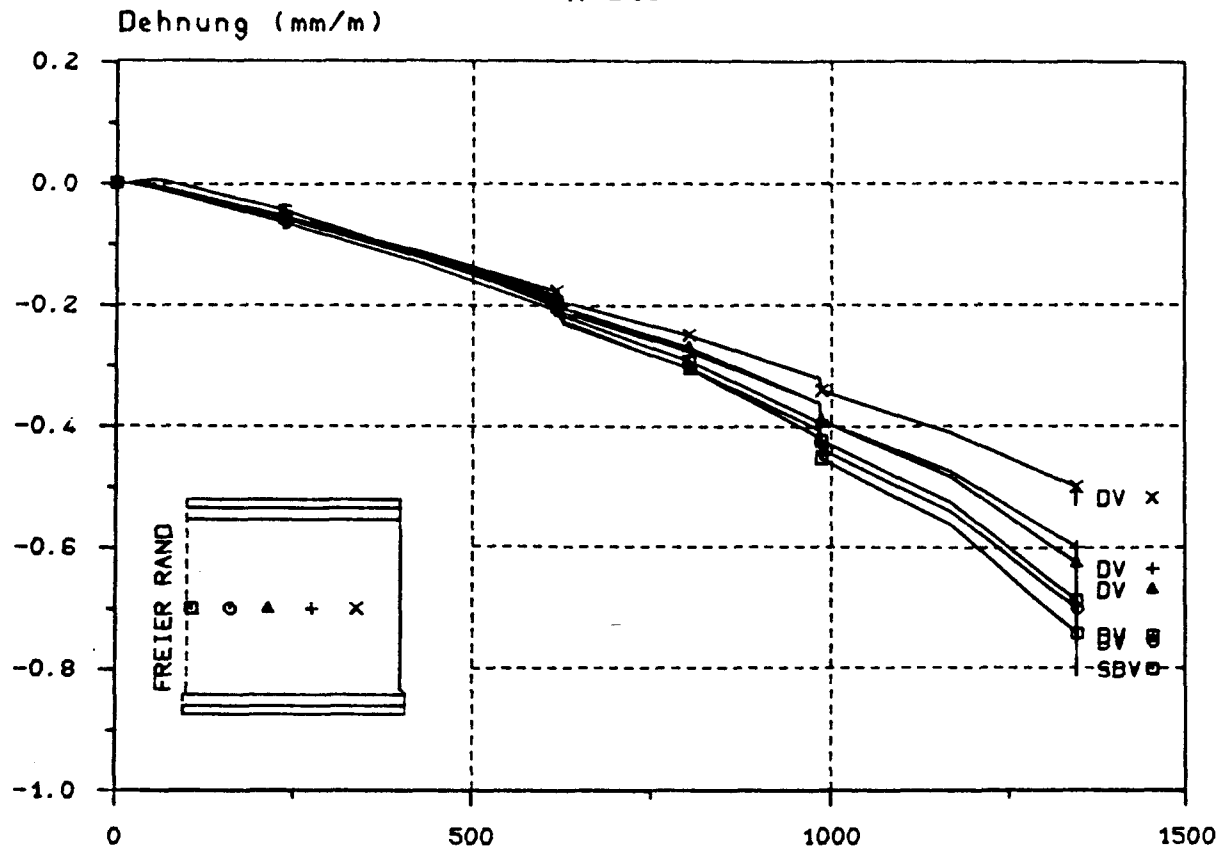


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 219

Versuchswand W 11

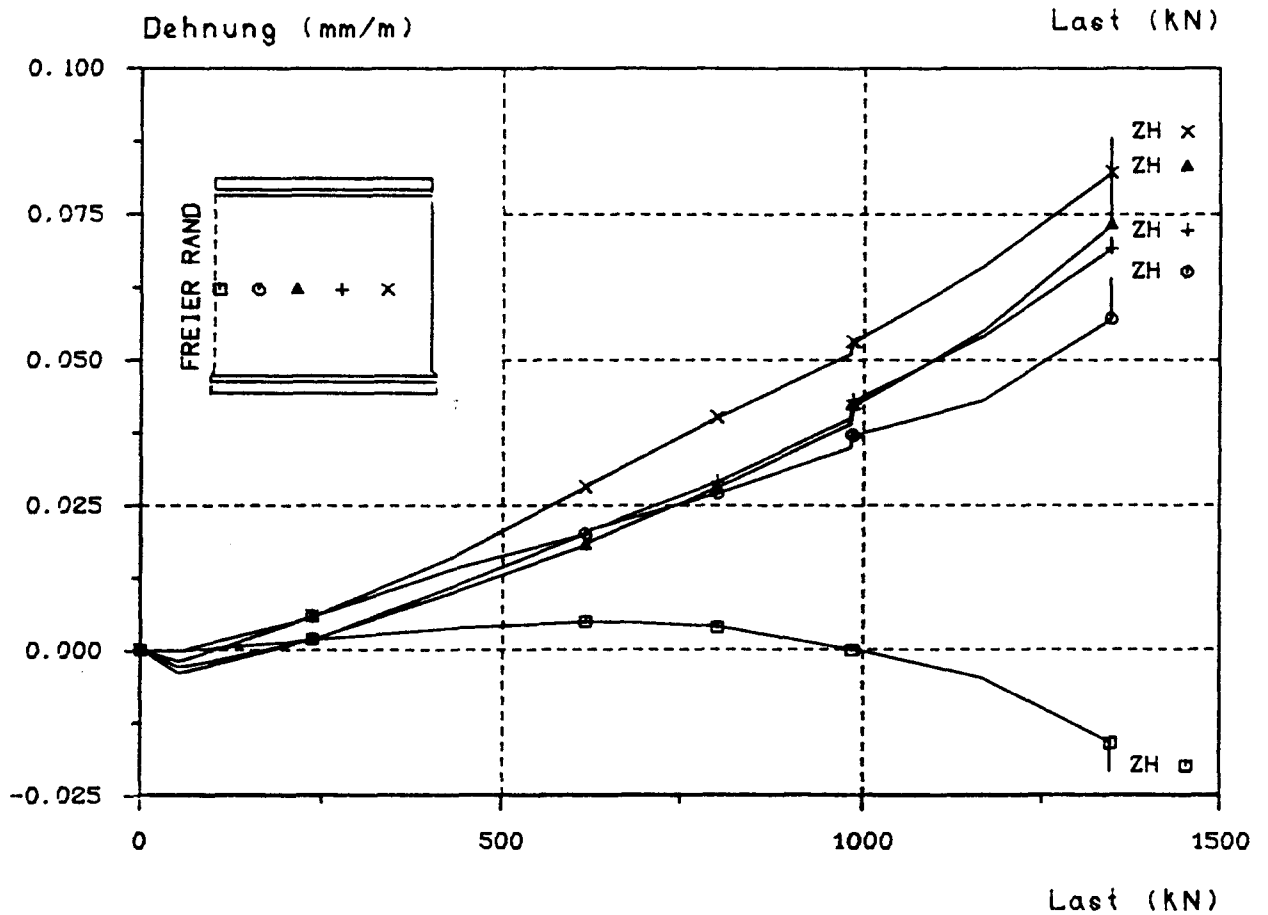
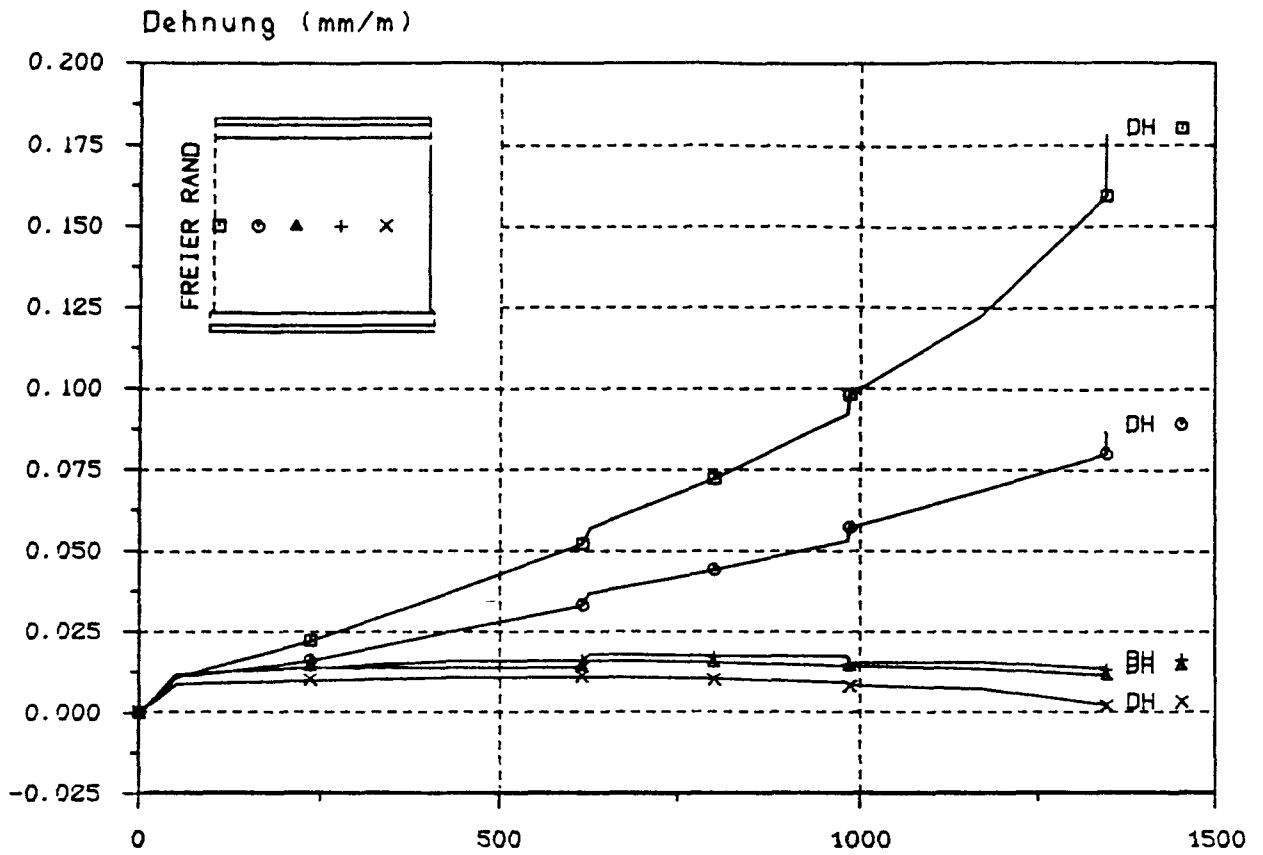


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 220

Versuchswand W 11

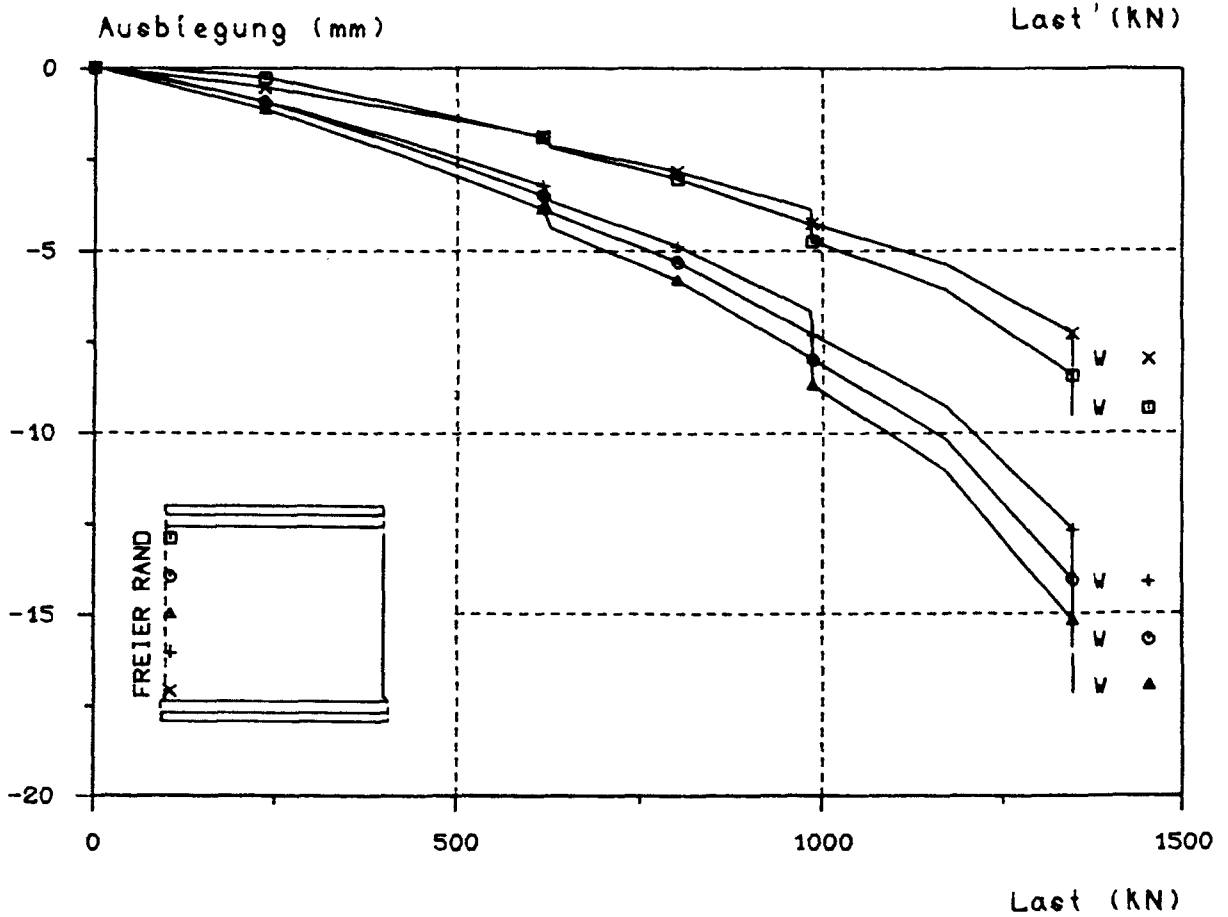
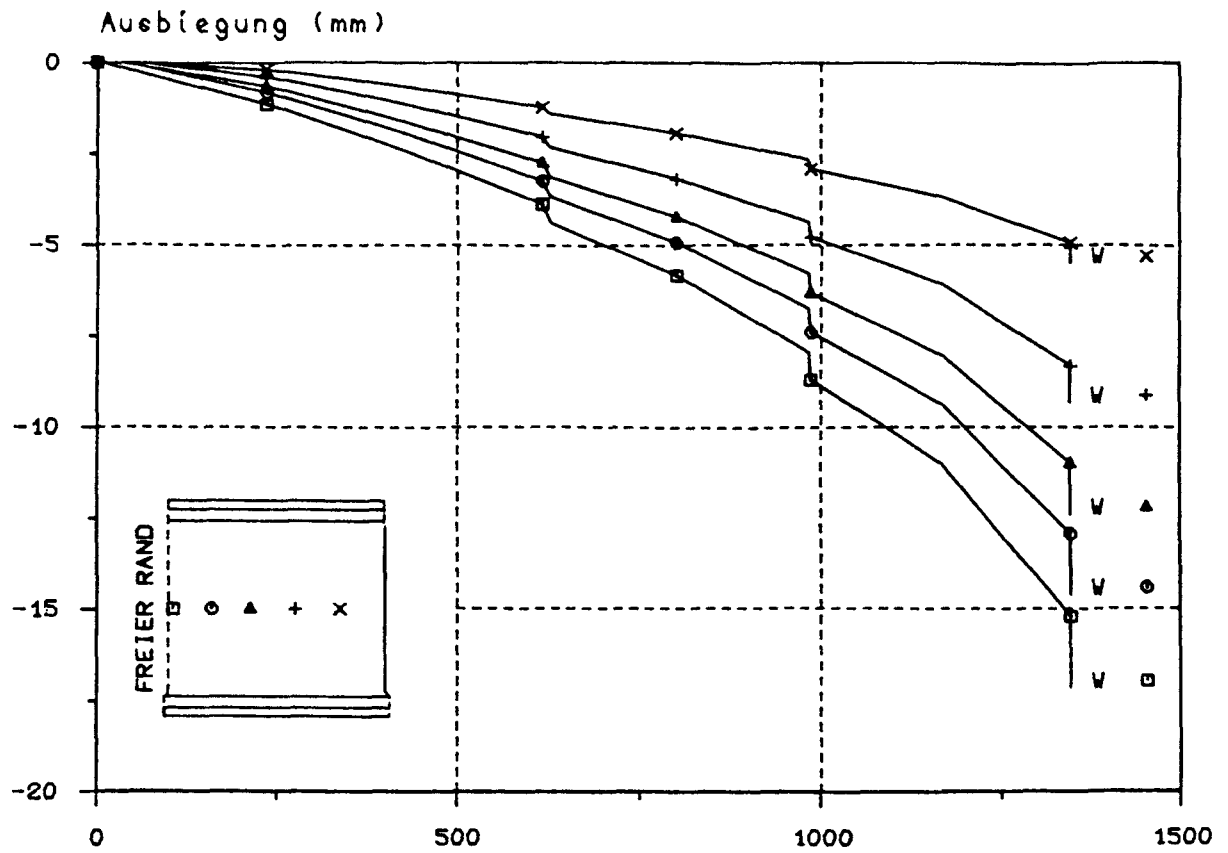


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 221

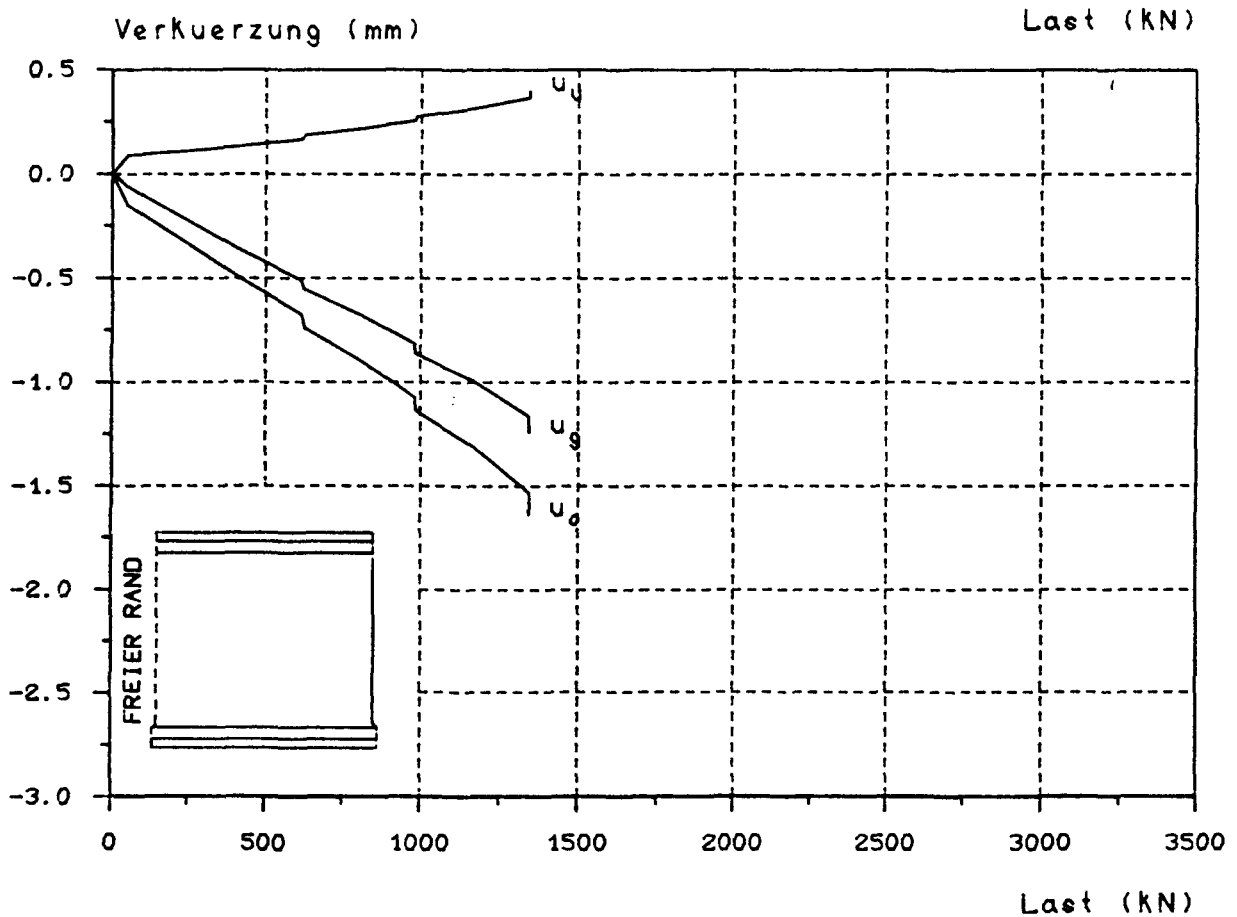
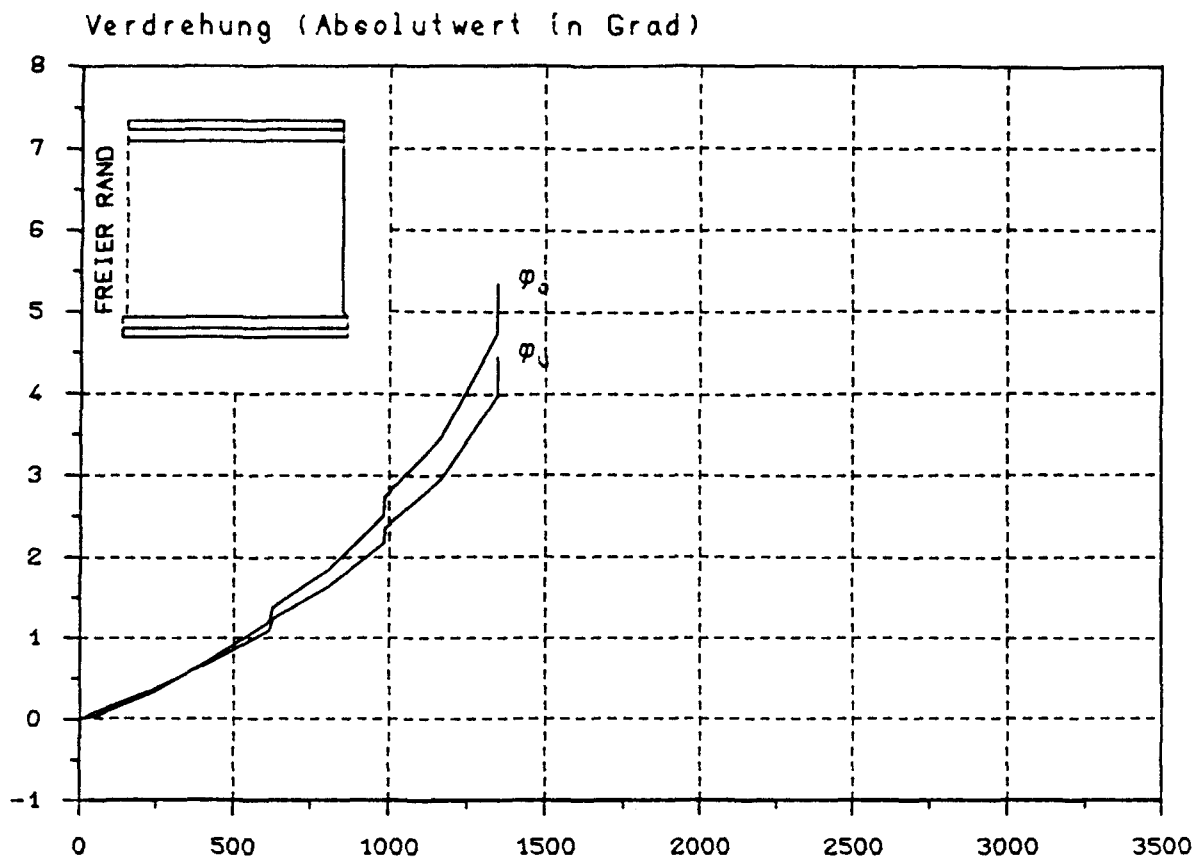
Versuchswand W 11



### Ausbiegungs - Last - Diagramm

**B I L D A 222**

Versuchswand W 11



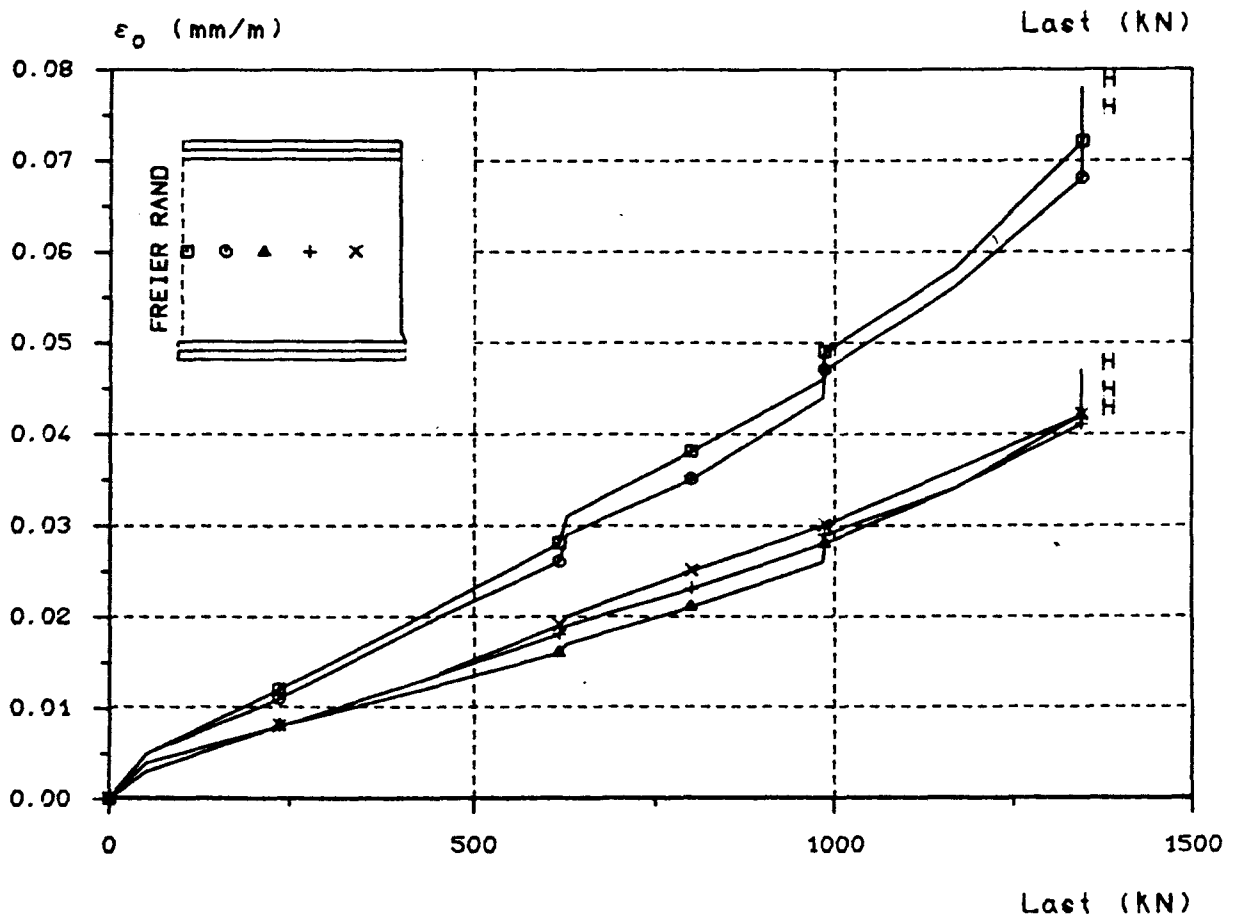
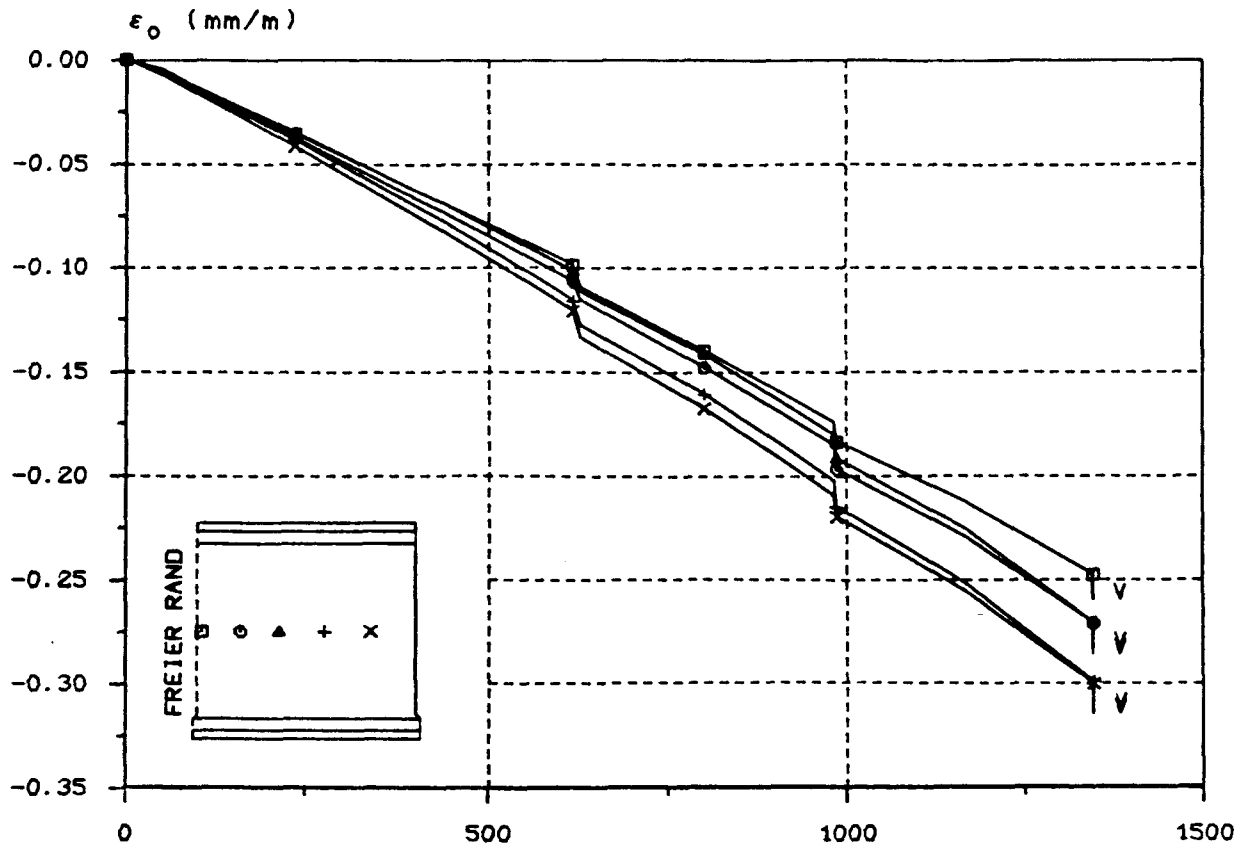
Verdrehungs-Last- bzw. Verkürzungs-Last-Diagramm

für den freien Rand

Index: o = oben, u = unten, g = gesamt

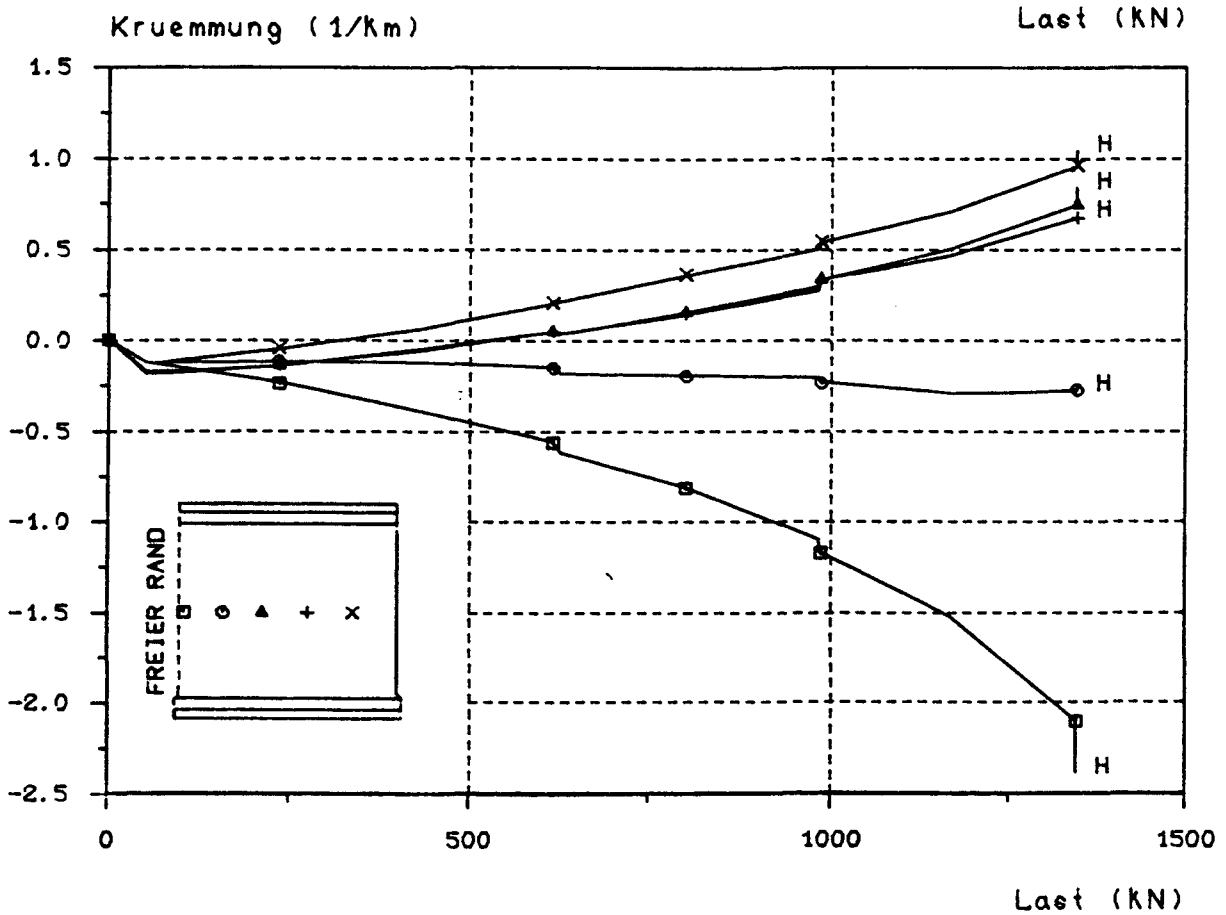
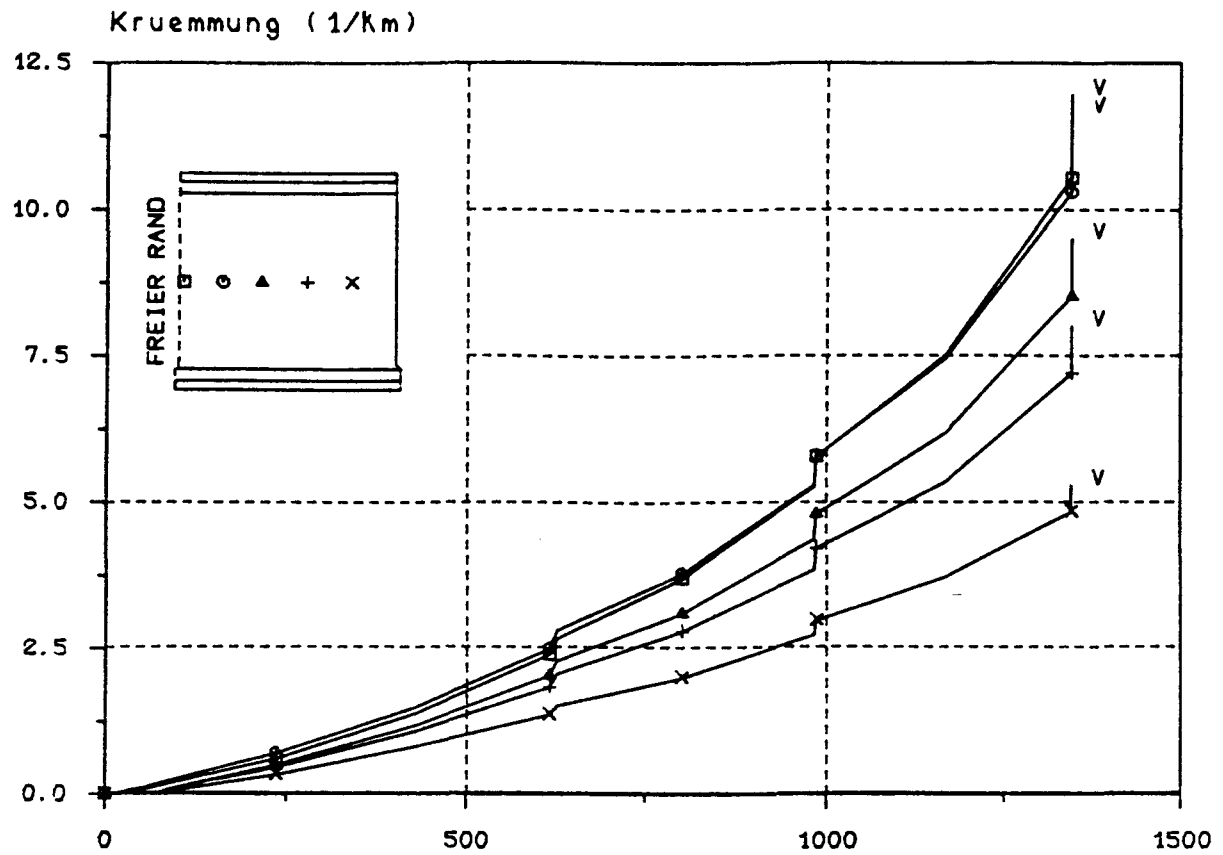
B I L D A 223

Versuchswand W 11



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal





V e r s u c h s w a n d W 12

3-seitig gelagert

d = 84,1 mm

$e_K/d = 0,1$

B e t o n

Alter = 36 Tage

$\beta_{WVD} = 48,4 \text{ N/mm}^2$

$\beta_p = 38,4 \text{ N/mm}^2$

$\beta_{BZ} = 3,63 \text{ N/mm}^2$

E-Modul = 31,5 kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

Listenmatte 131/119

mittig

E r g e b n i s

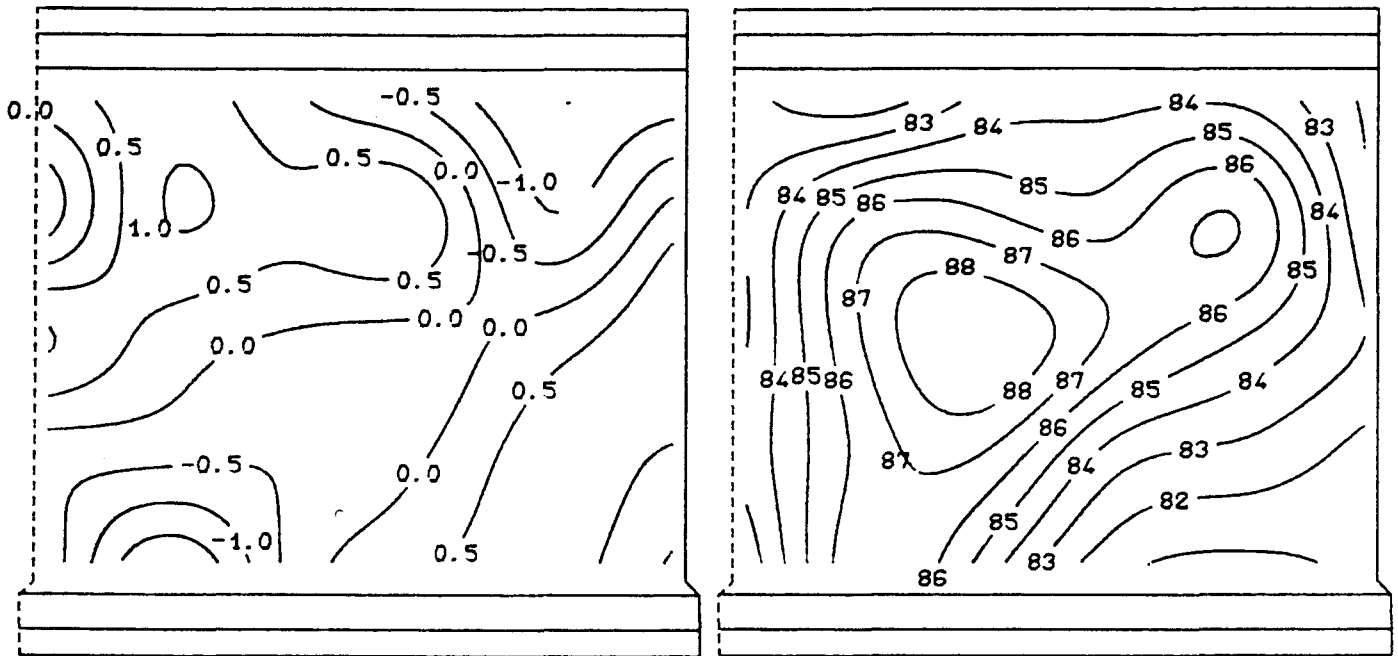
tot  $F_u = 2,842 \text{ MN}$



A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Abweichungen der approximierten  
Mittlebene von der Mittelfläche

Linien gleicher Wanddicke

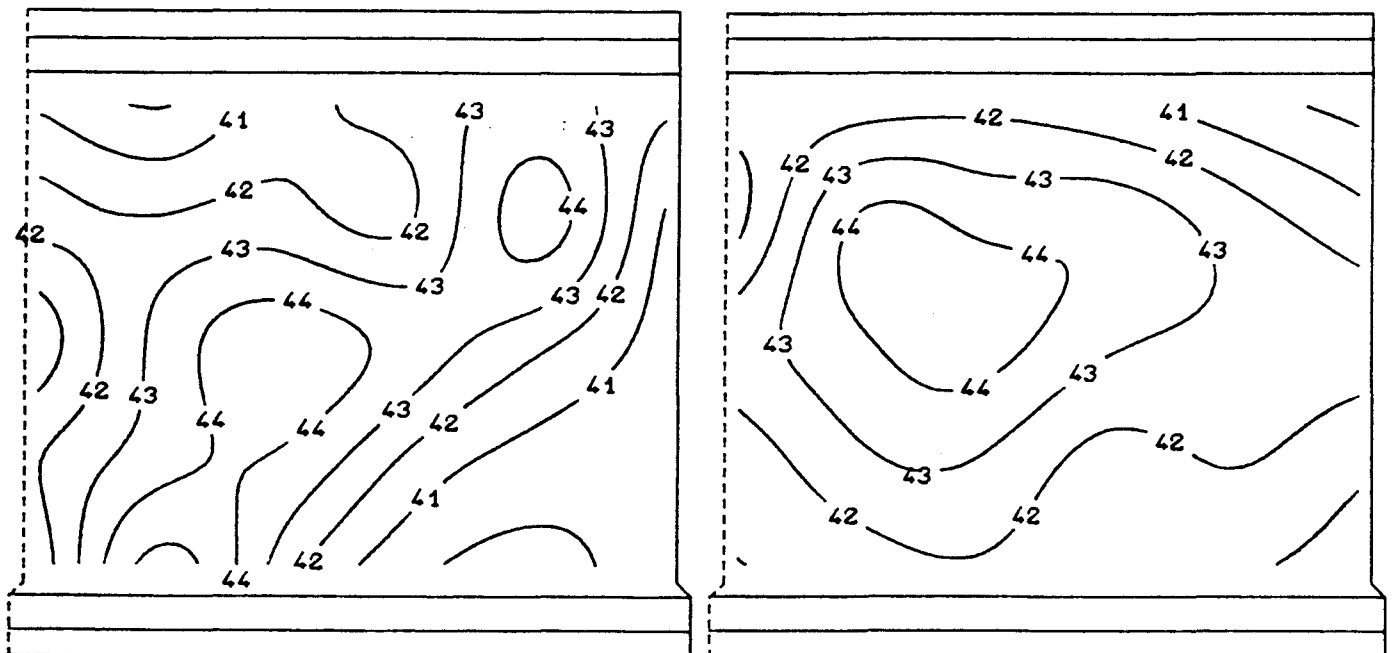


Abstand des Zugrandes

von der approximierten Mittlebene

Abstand des Druckrandes

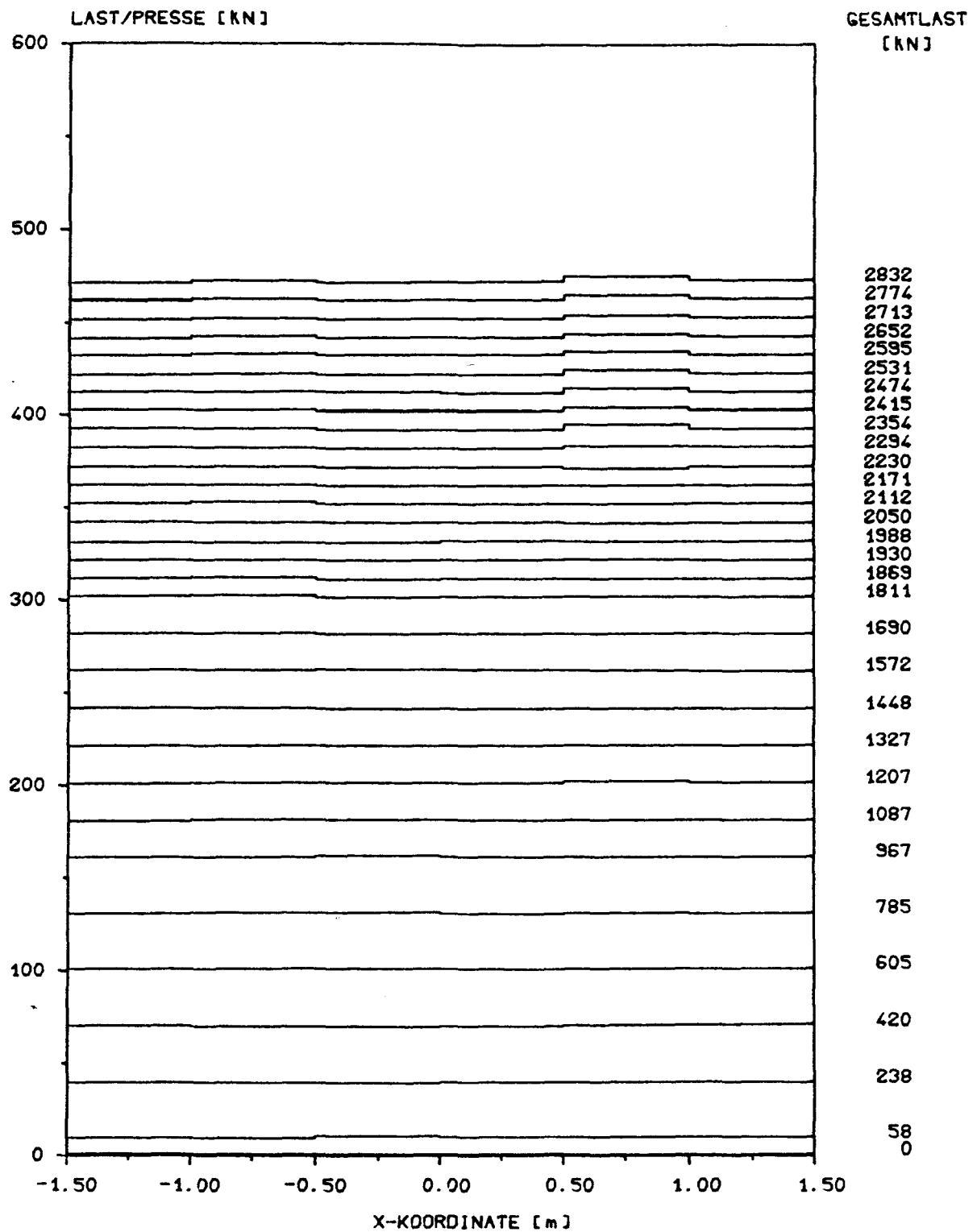
von der approximierten Mittlebene



W a n d t o p o l o g i e

B I L D   A 226

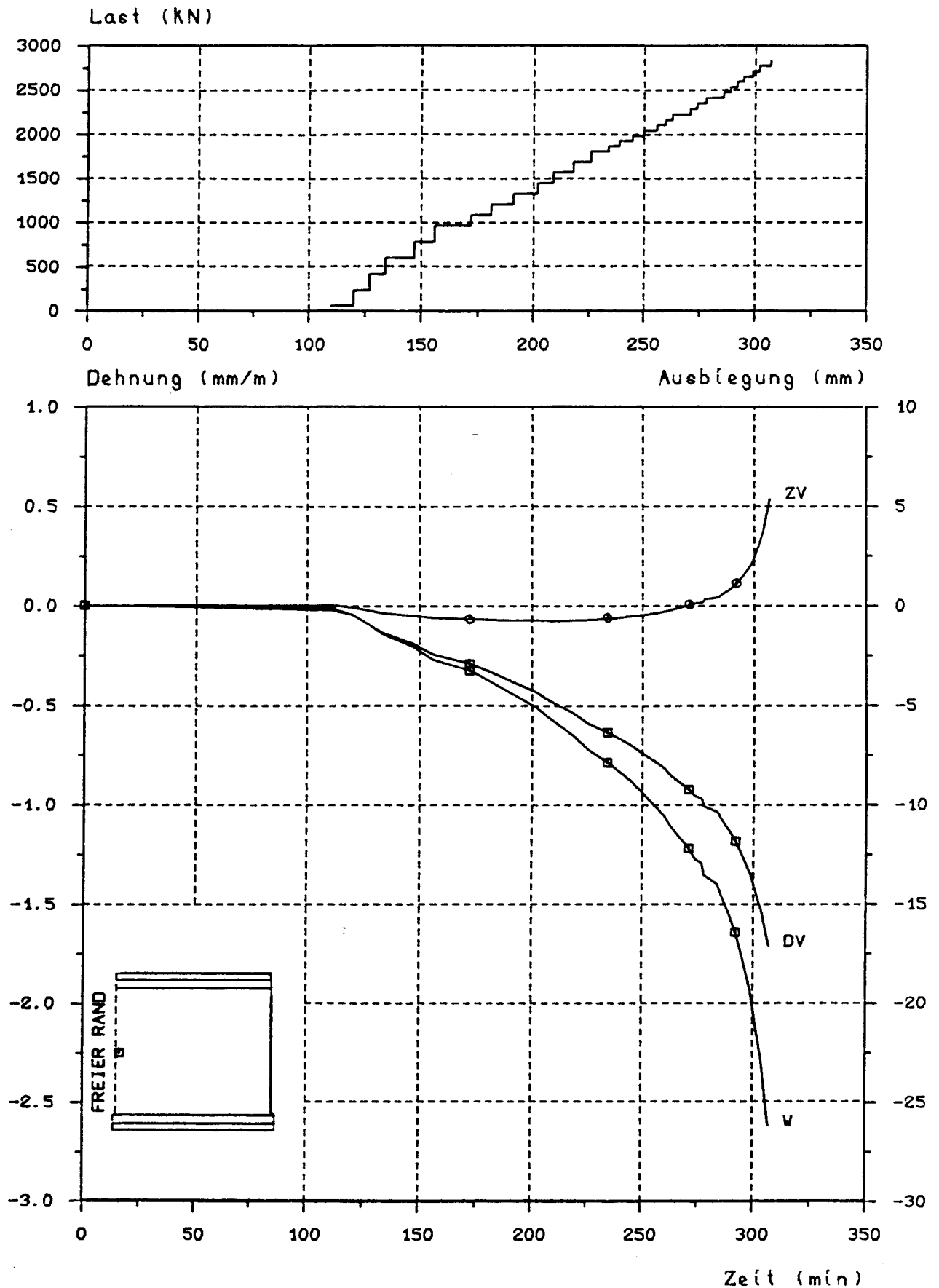
Versuchswand W 12



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 227

Versuchswand W 12



L a s t - Z e i t - b z w . V e r f o r m u n g s - Z e i t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, W = Ausbiegung

B I L D A 228

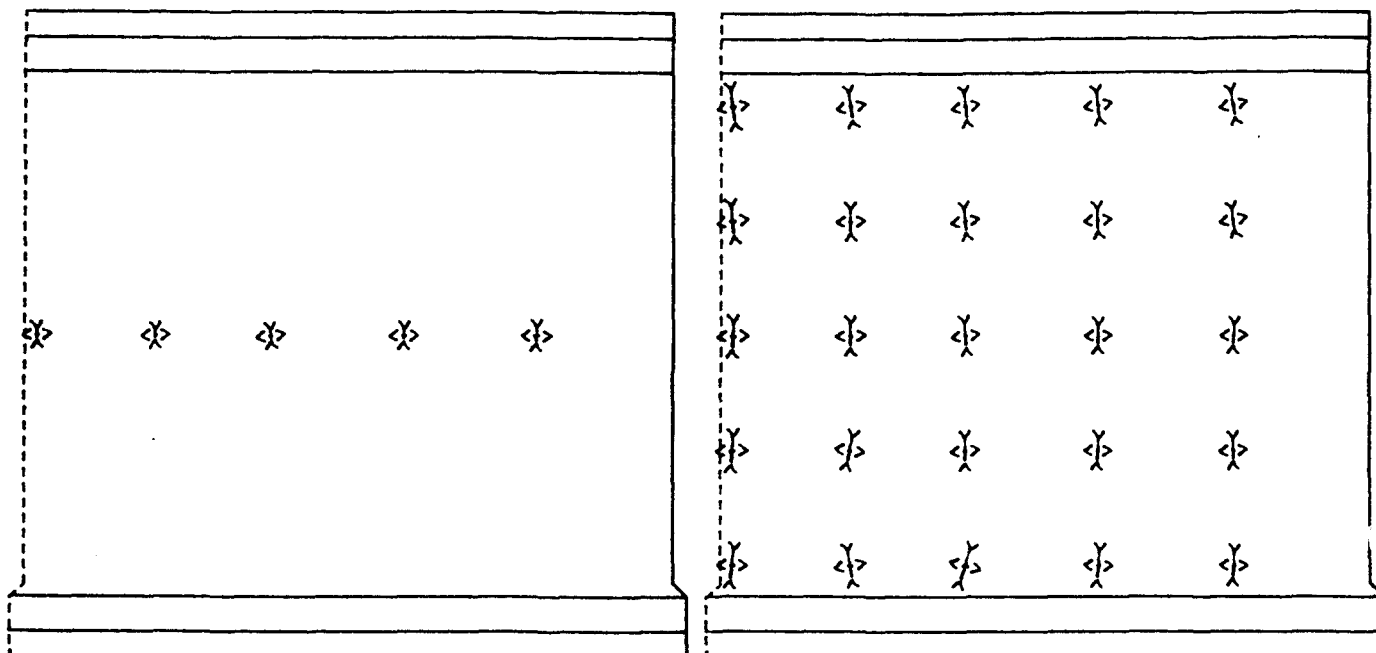
Versuchswand W 12

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

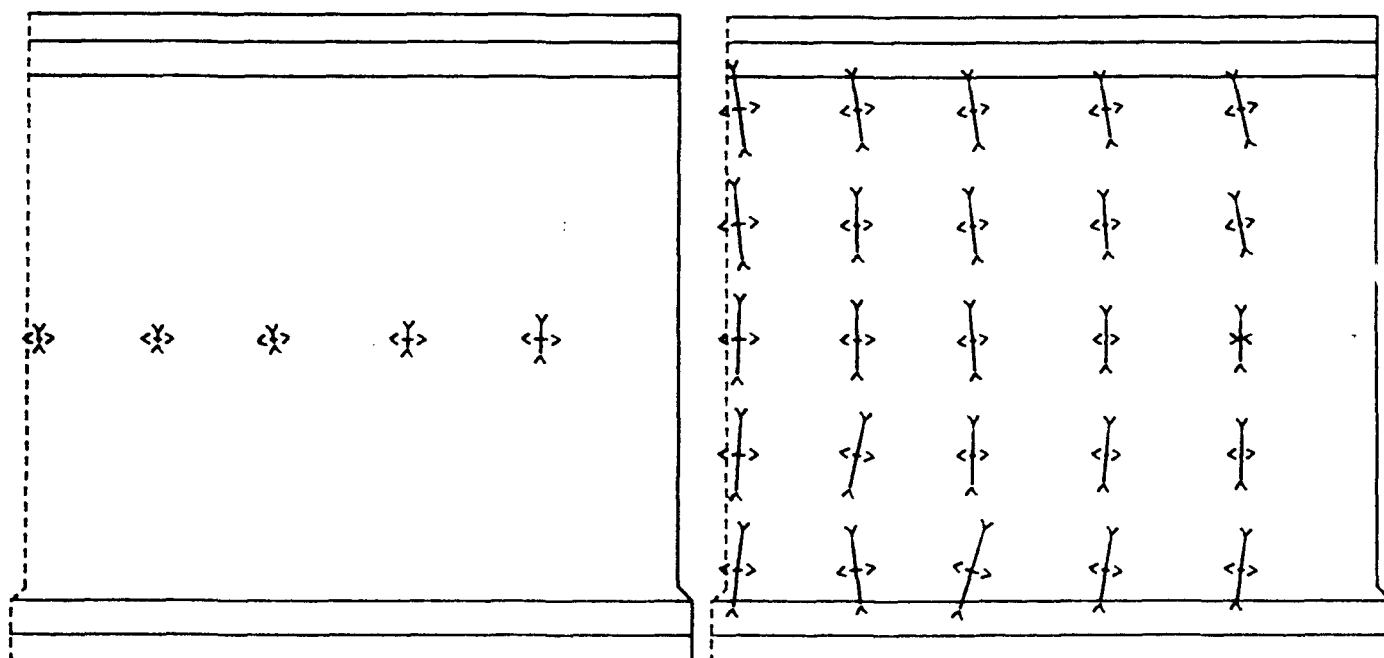
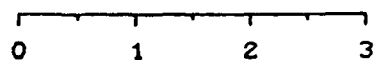
Zugseite

Last = 785,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 1810,7 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 229

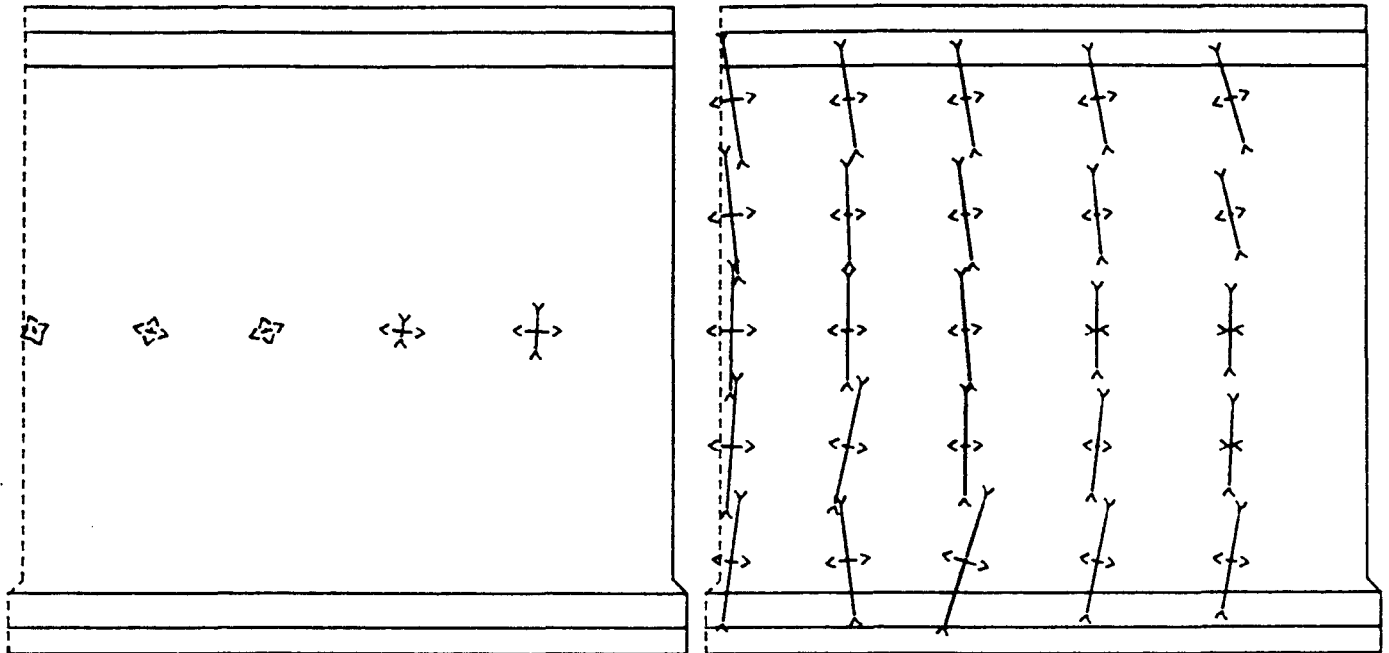
Versuchswand W 12

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

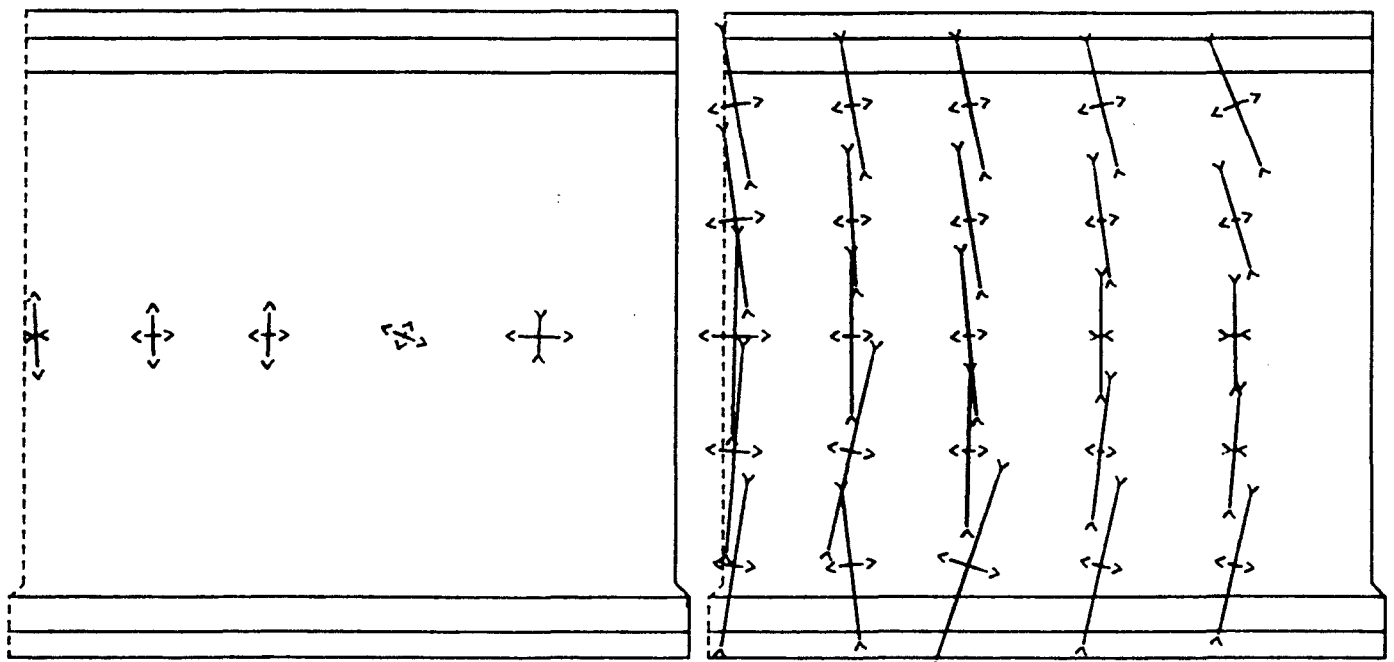
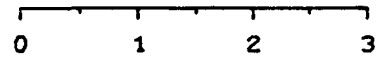
Zugseite

Last = 2415,1 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2832,0 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 230

Versuchswand W 12

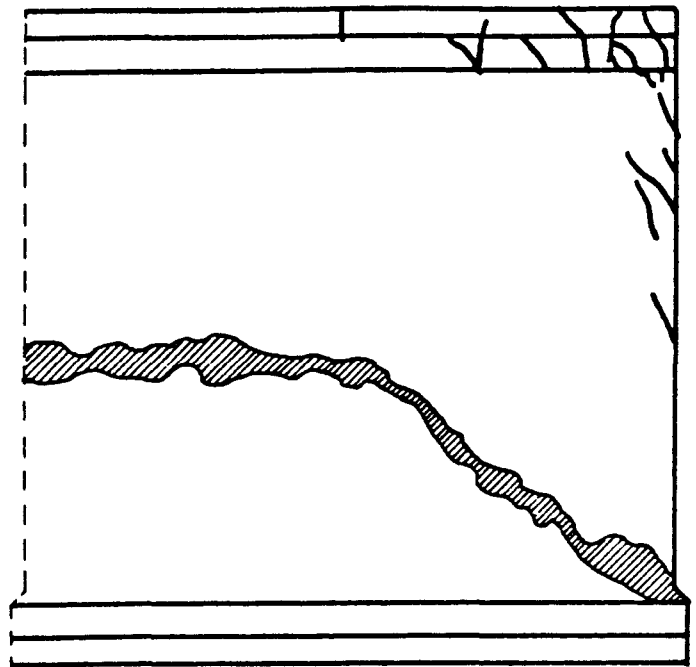
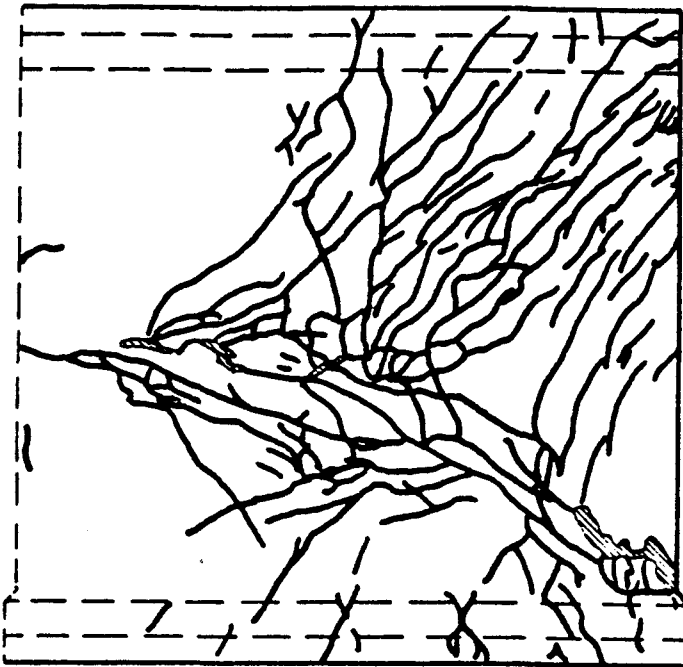




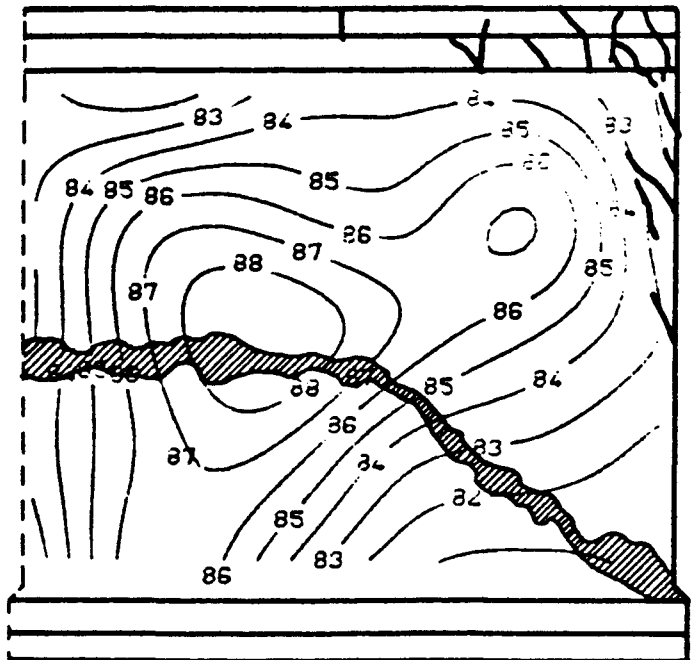
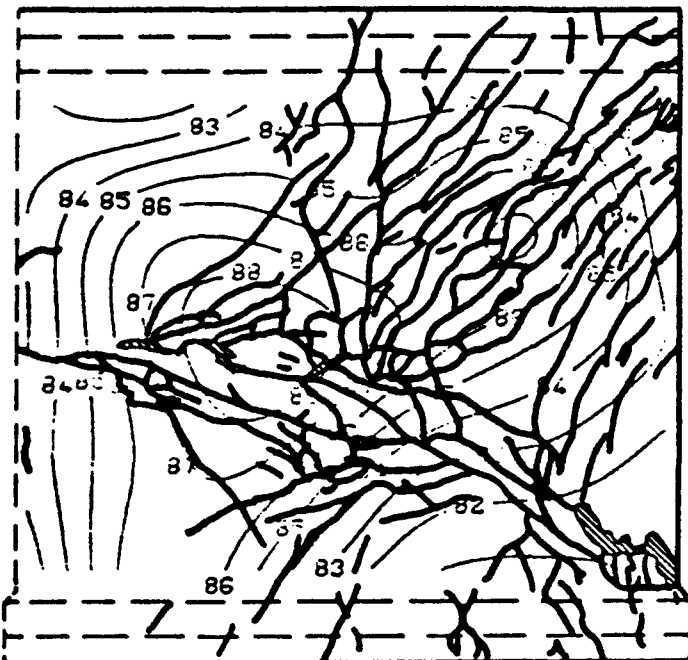
A n s i c h t d e r D r u c k s e i t e

Zugseite

Druckseite



B r u c h b i l d e r



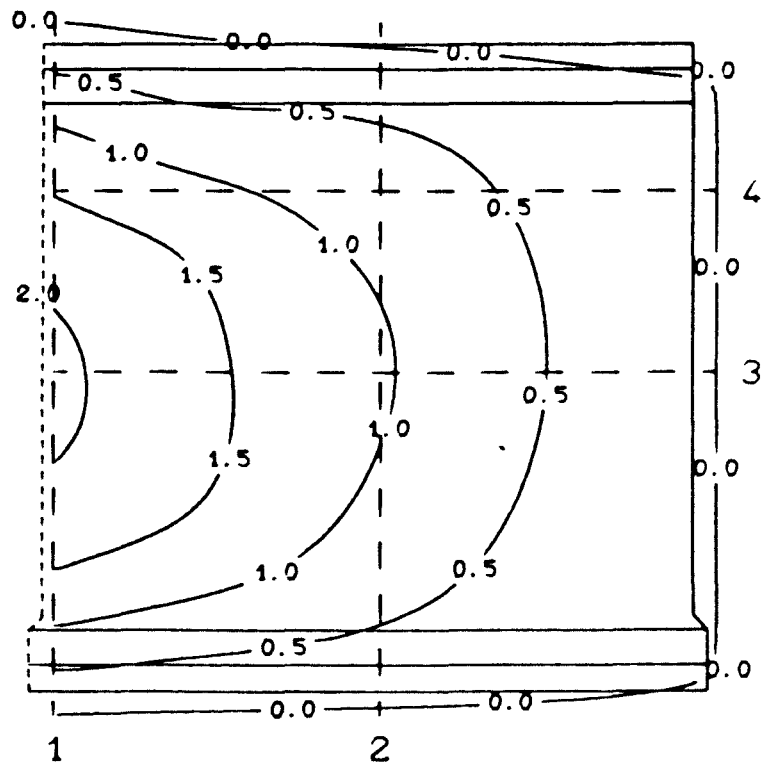
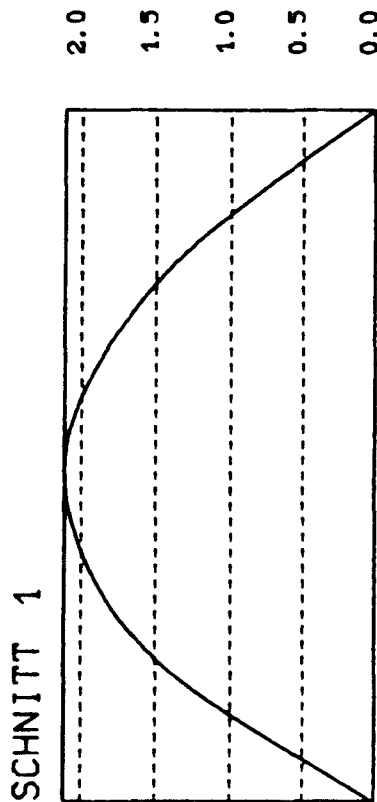
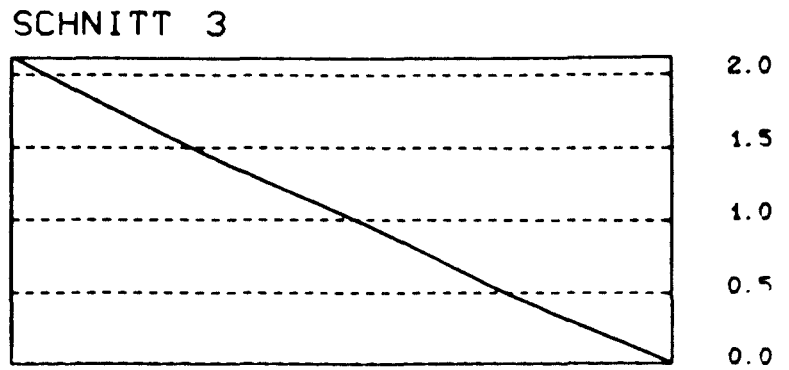
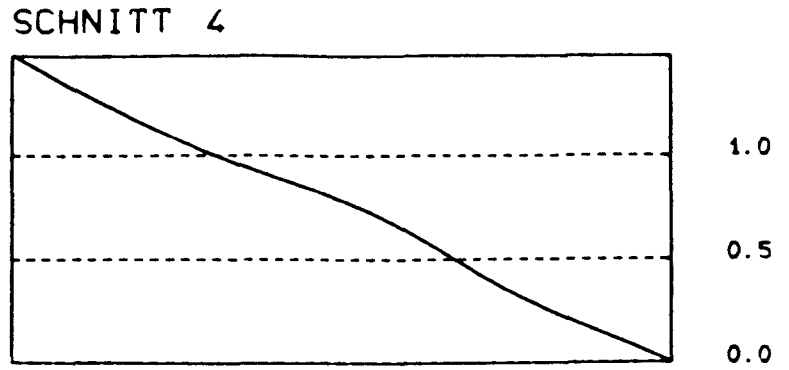
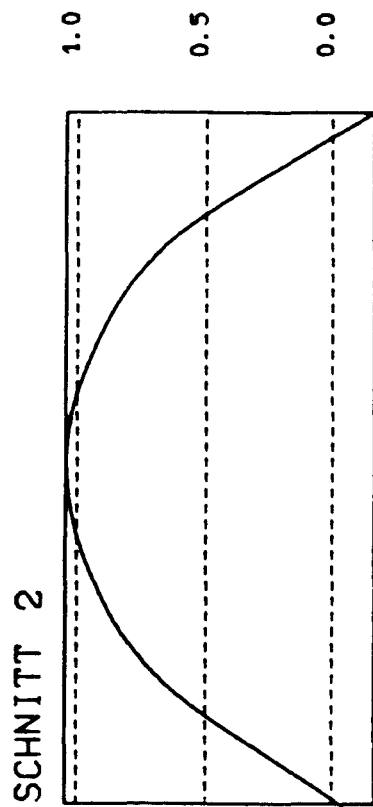
Zugseite

Druckseite

Bruchbilder überlagert mit Wanddicken (Maße in mm)

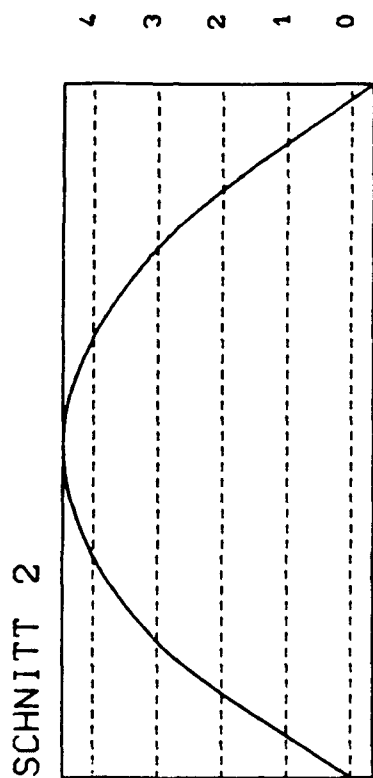
B I L D A 231

Versuchswand W 12

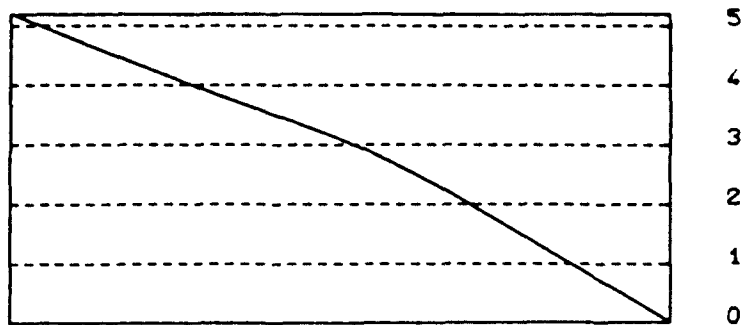


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

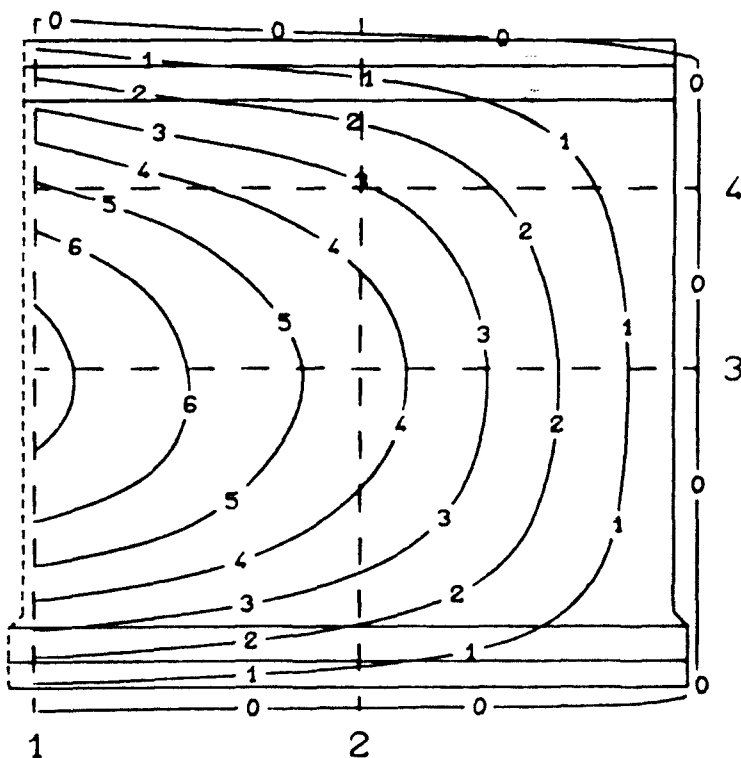
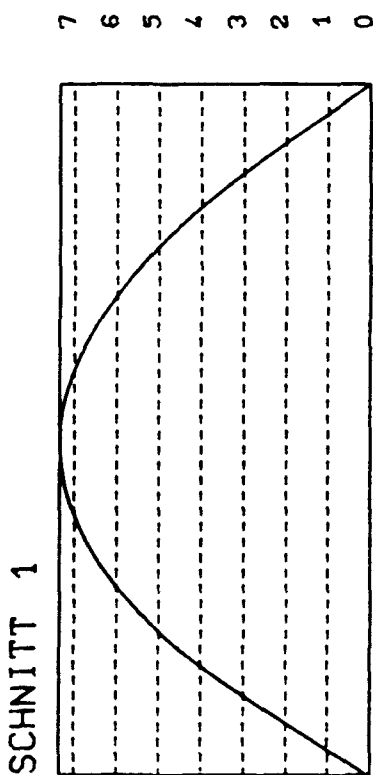
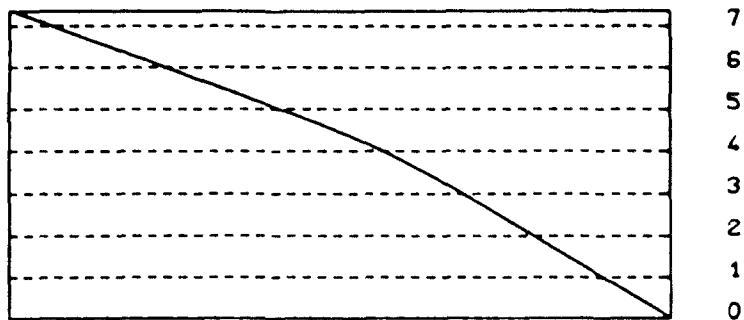
Last = 785,0 kN



SCHNITT 4

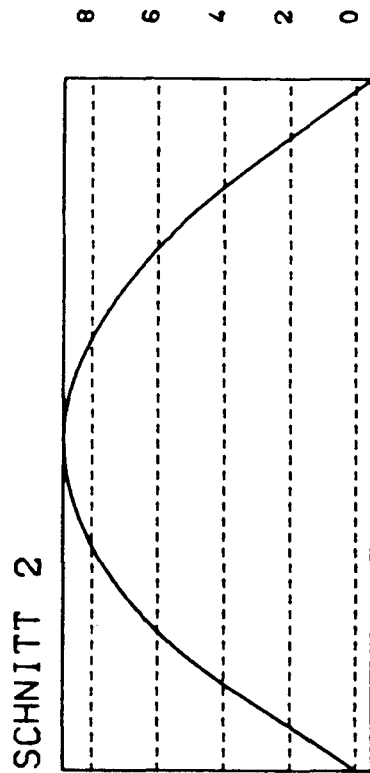


SCHNITT 3

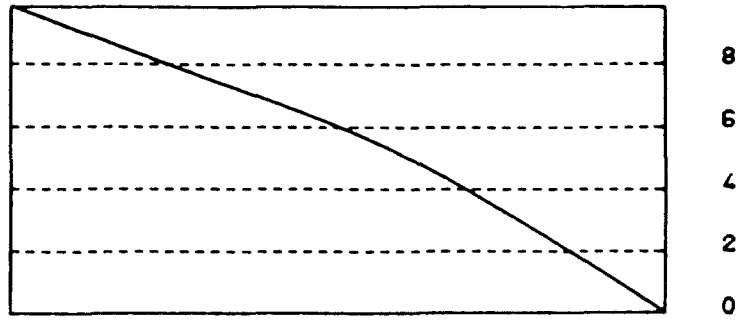


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

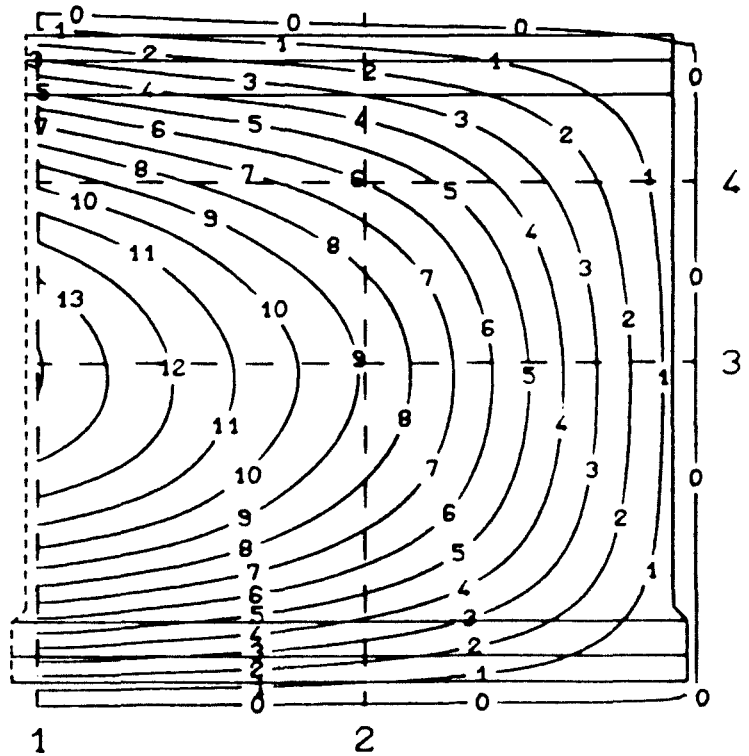
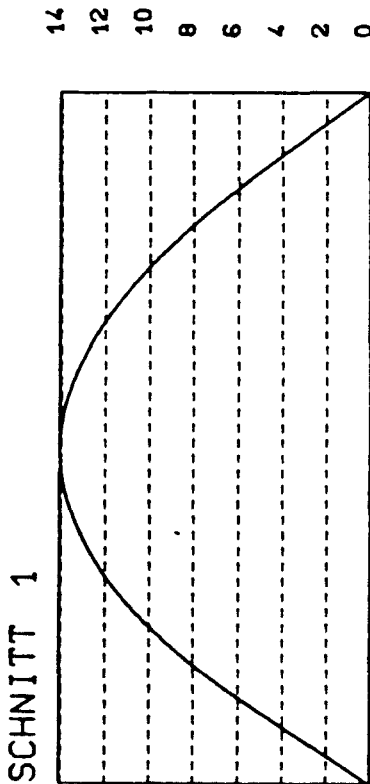
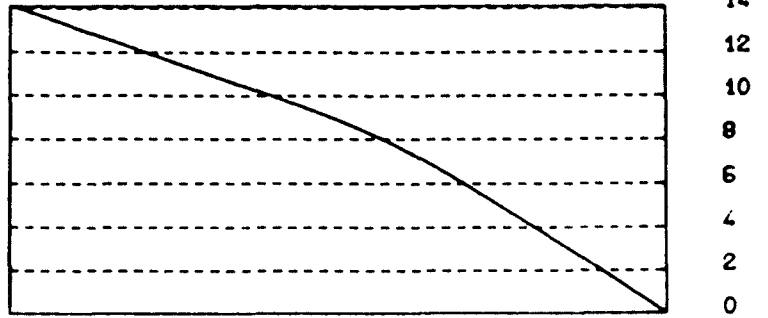
Last = 1810,7 kN



SCHNITT 4

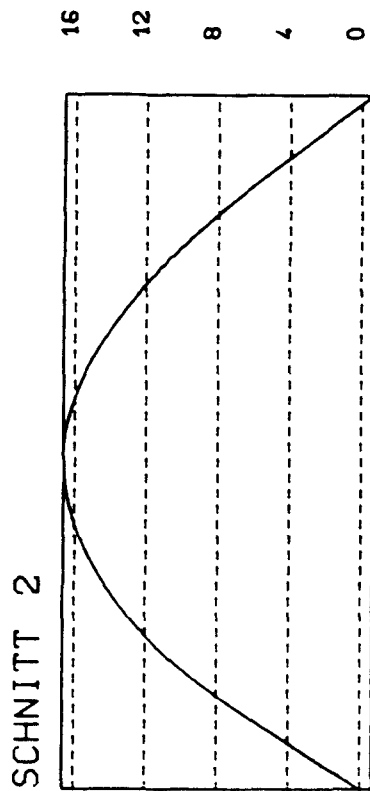


SCHNITT 3

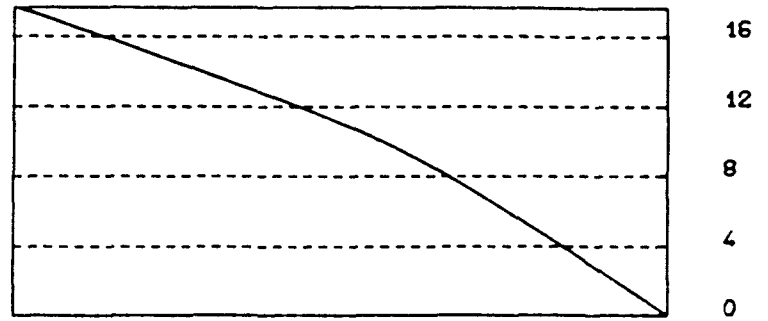


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

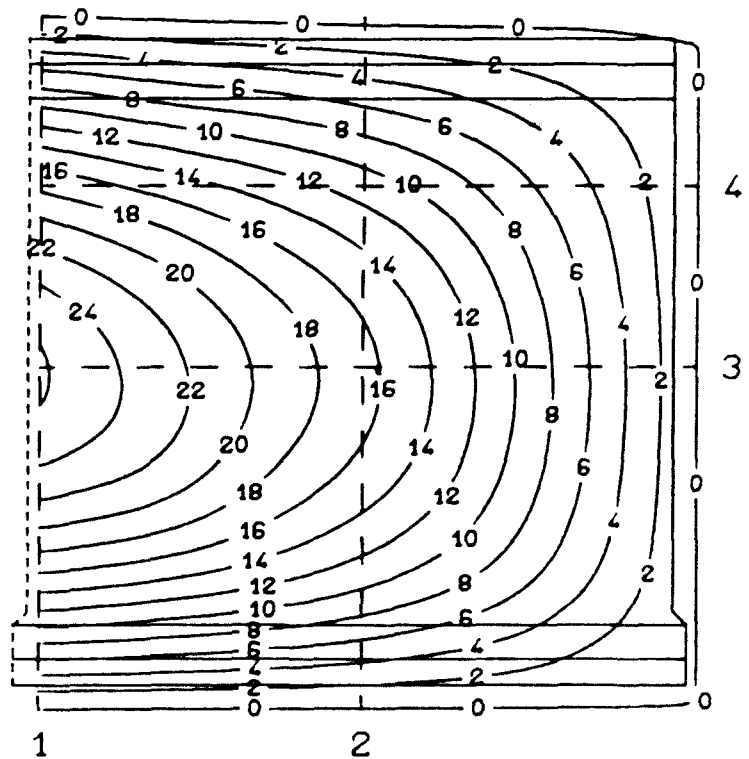
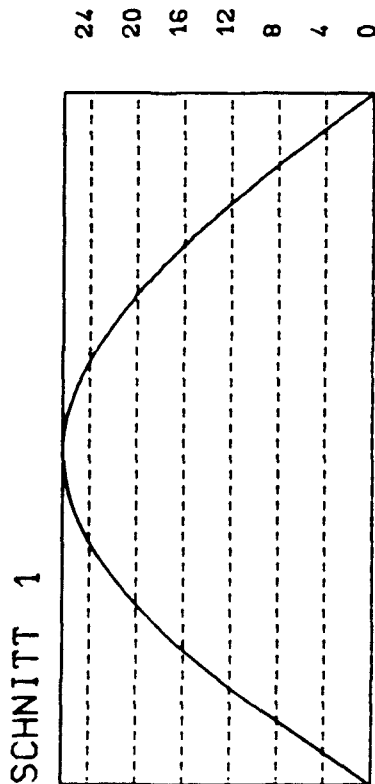
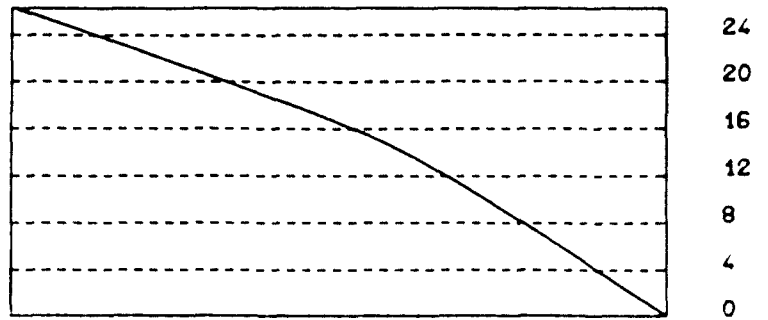
Last = 2415,1 kN



SCHNITT 4

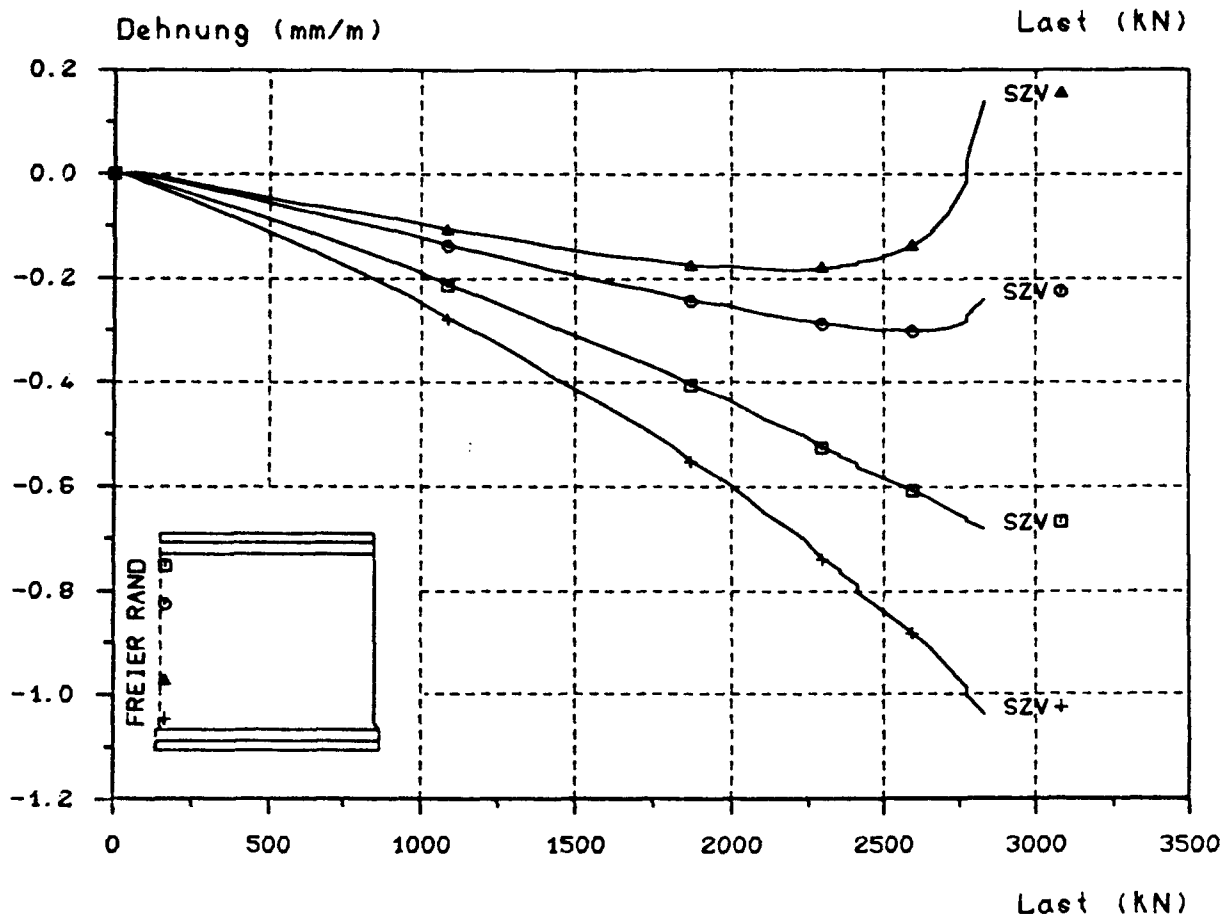
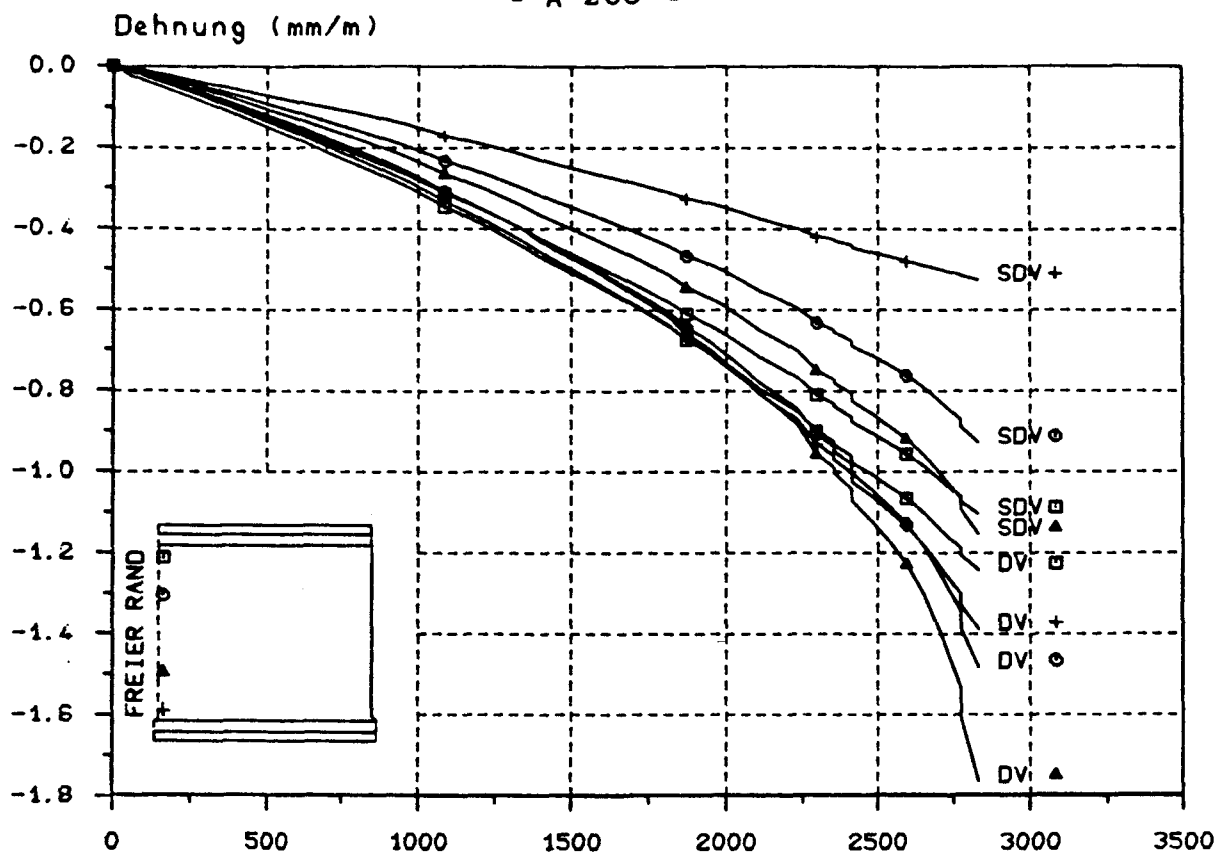


SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2832,0 kN

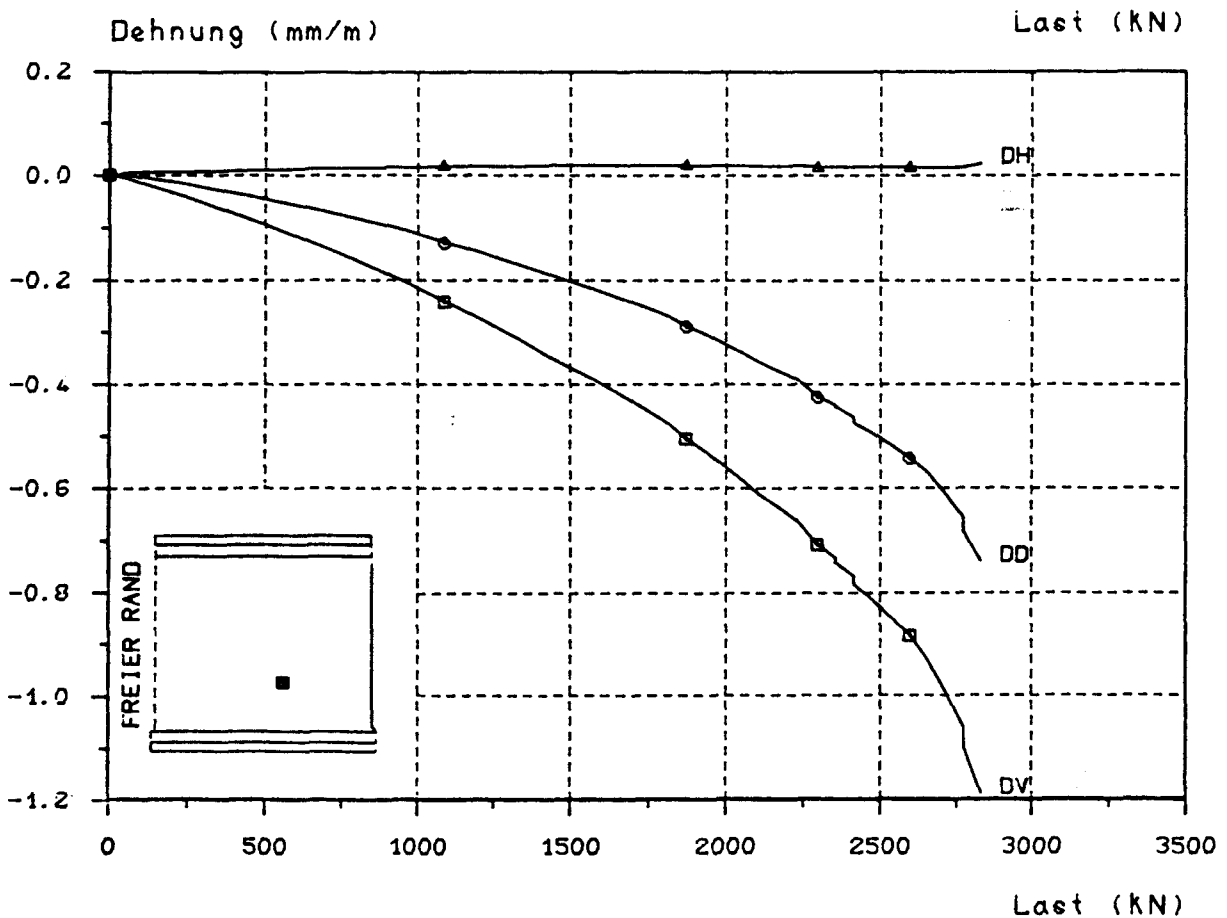
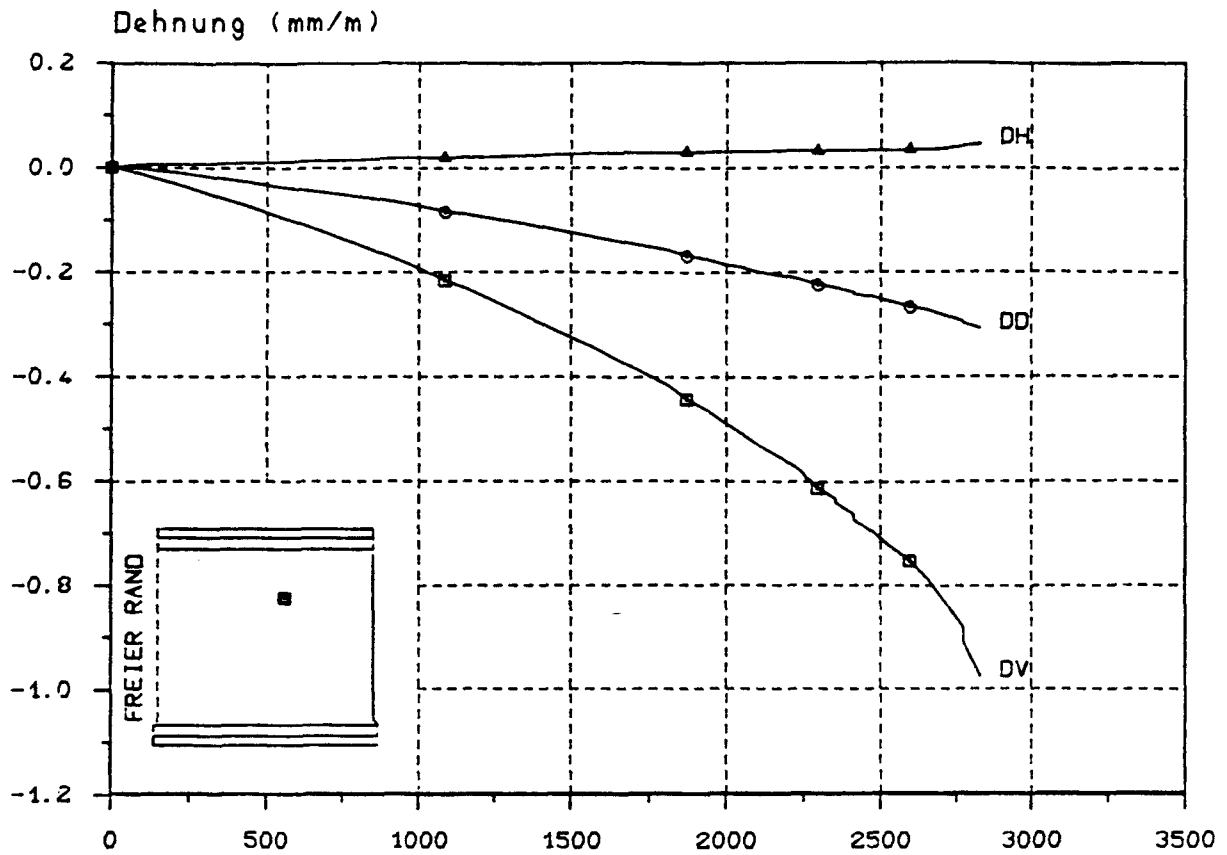


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 236

Versuchswand W 12

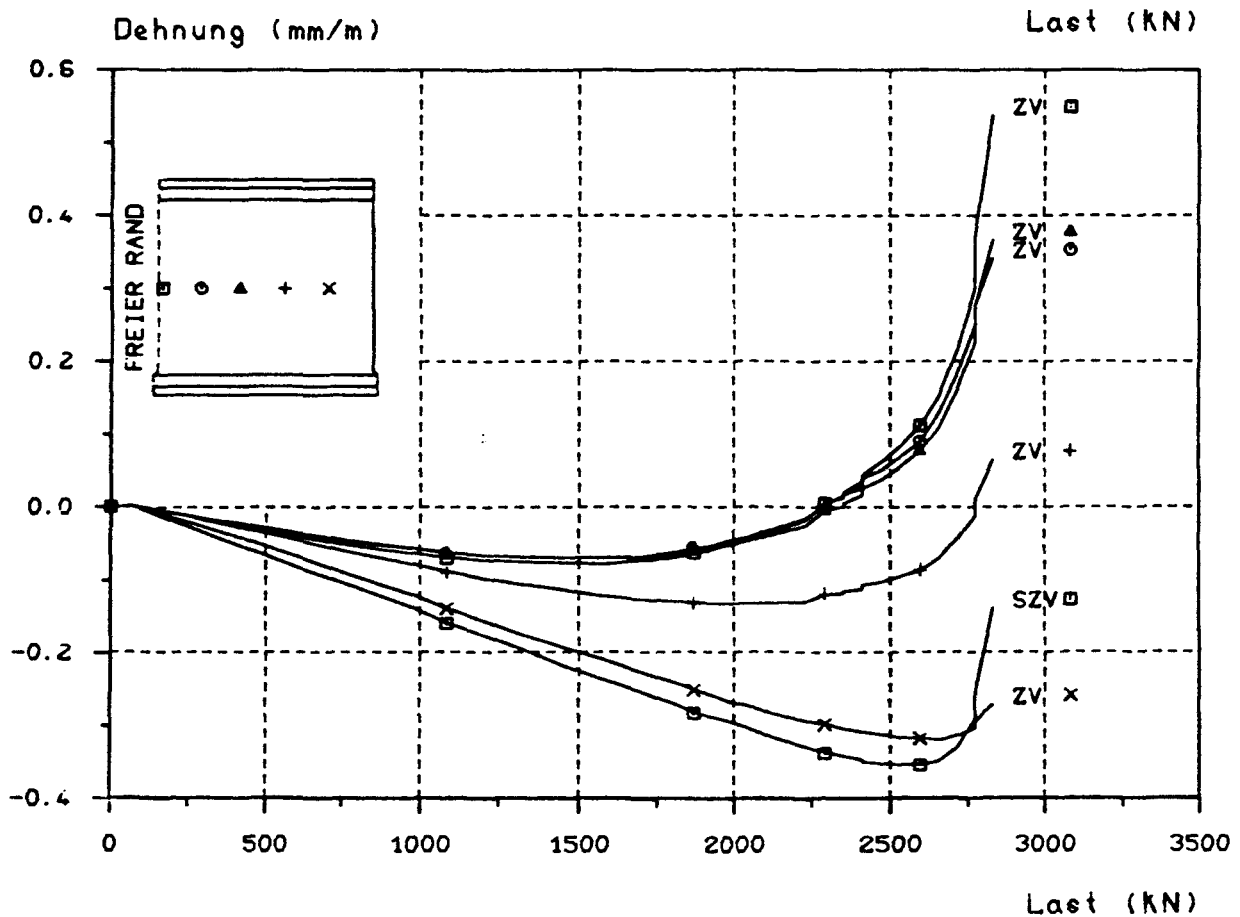
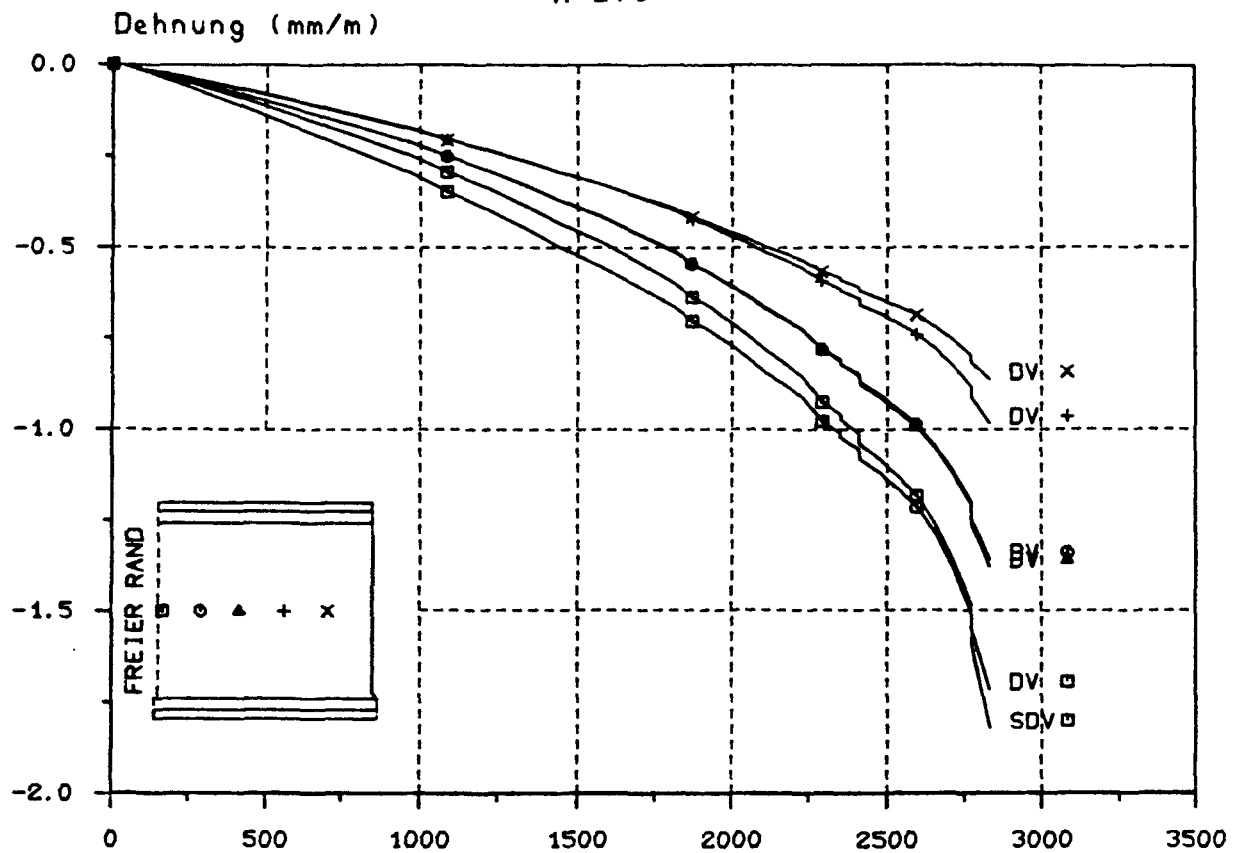


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 237

Versuchswand W 12



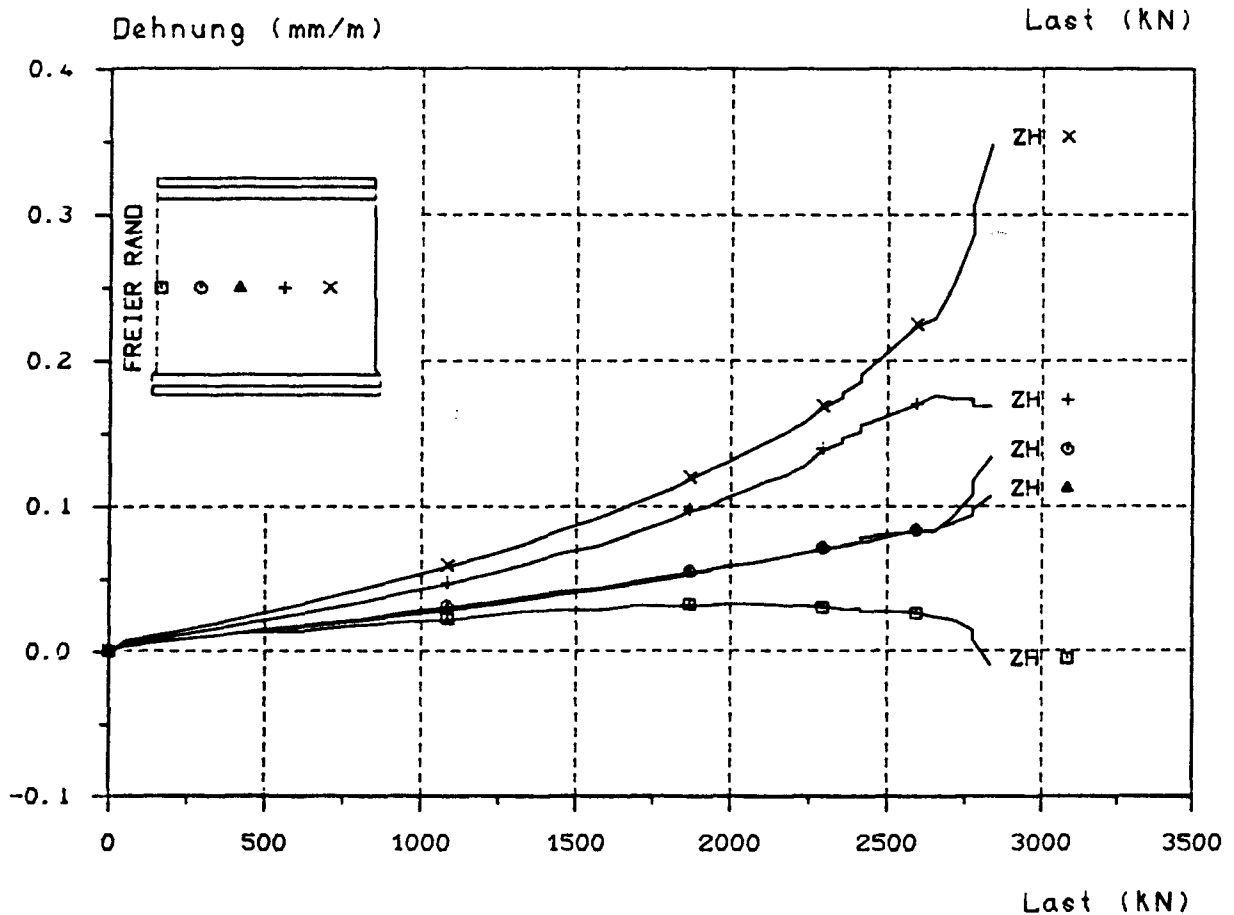
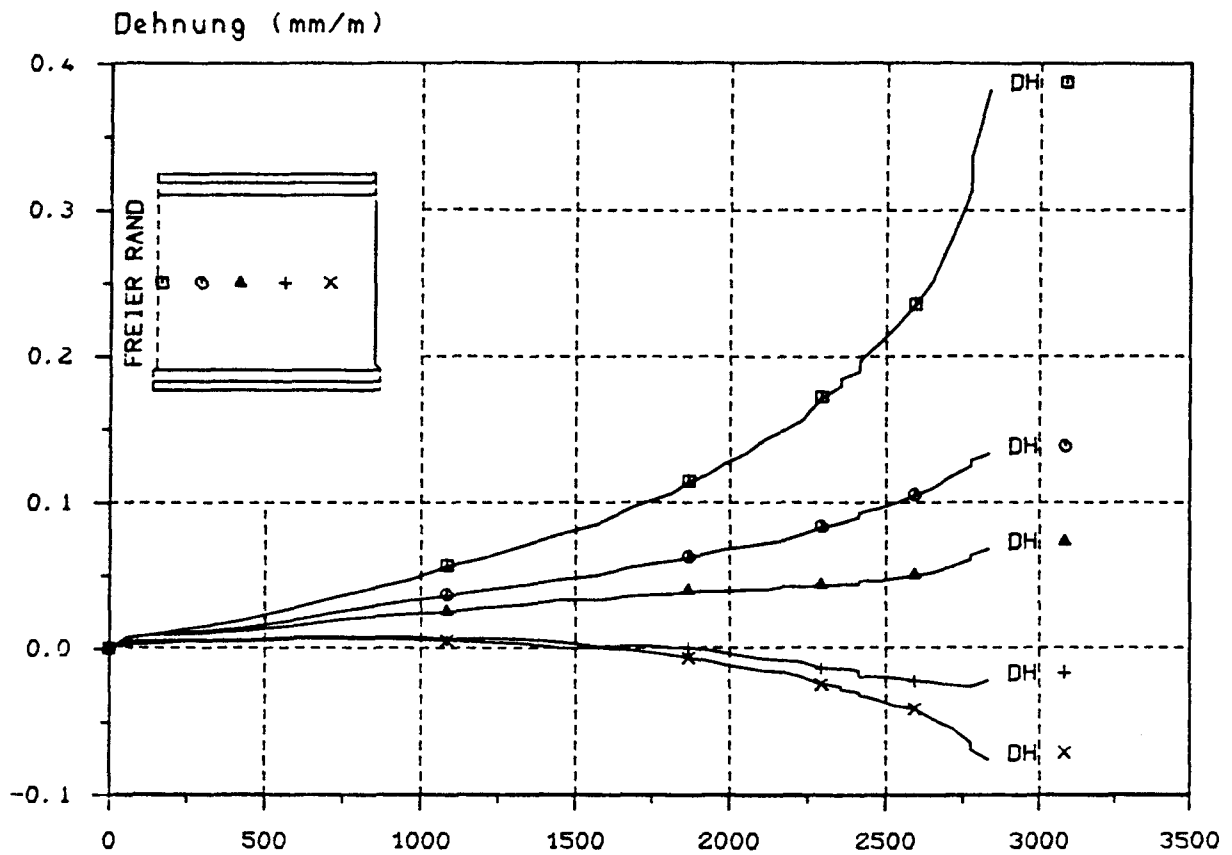
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 238

Versuchswand W 12



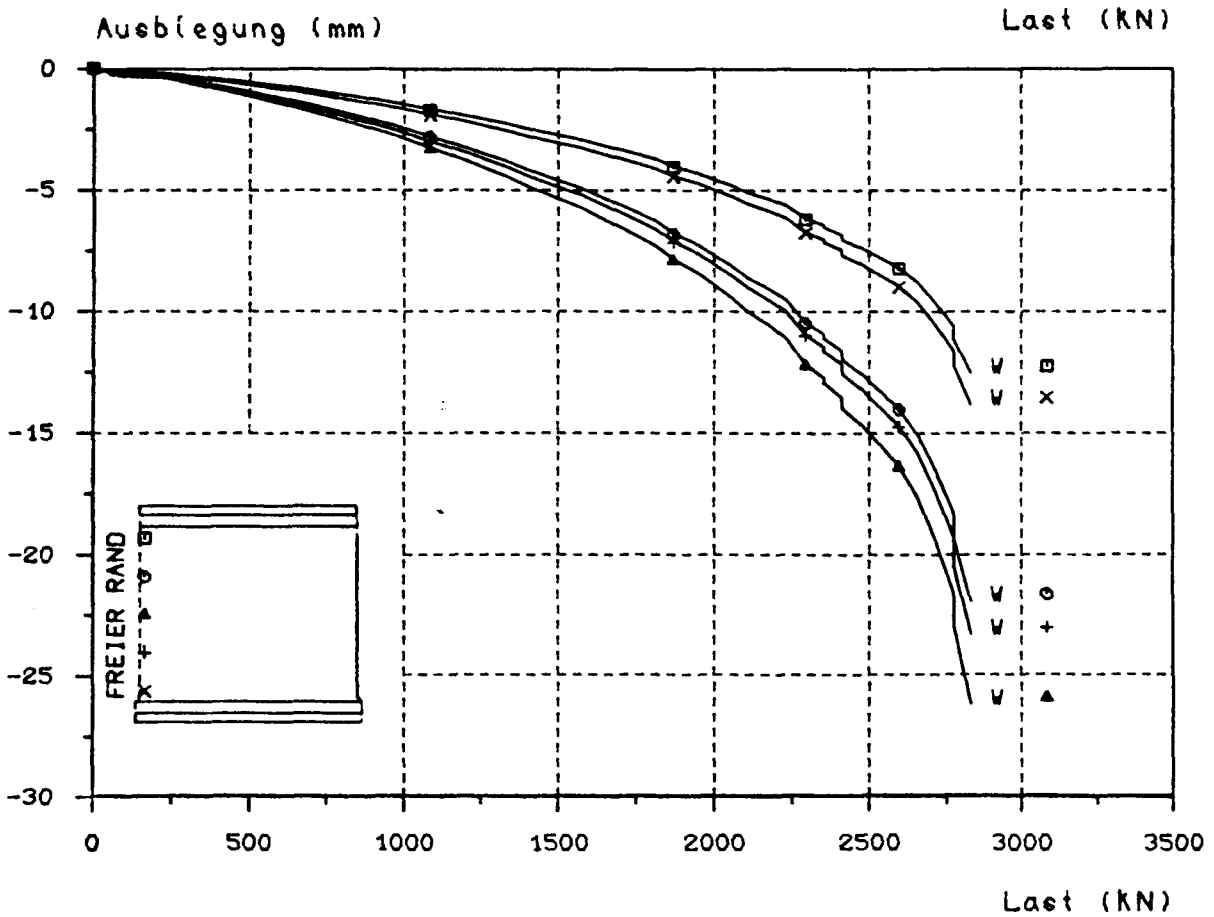
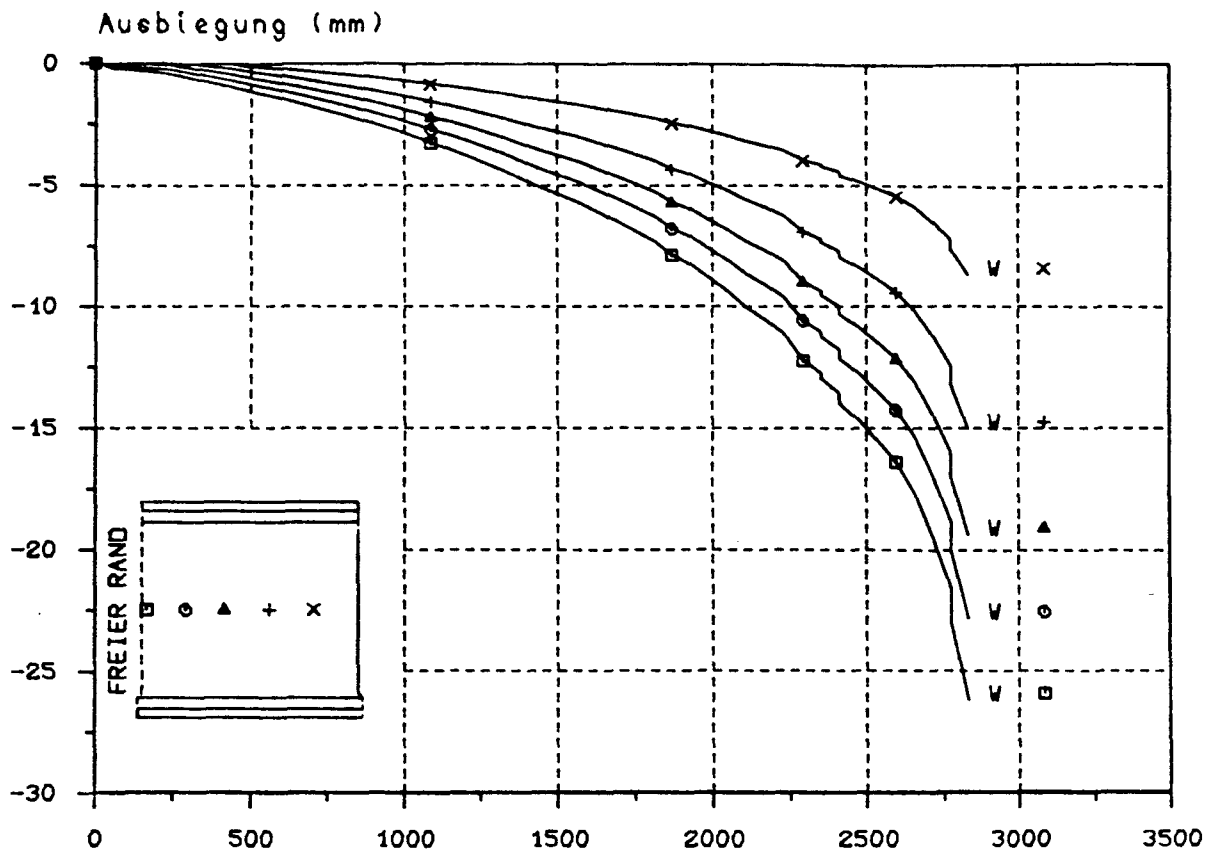


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 239

Versuchswand W 12

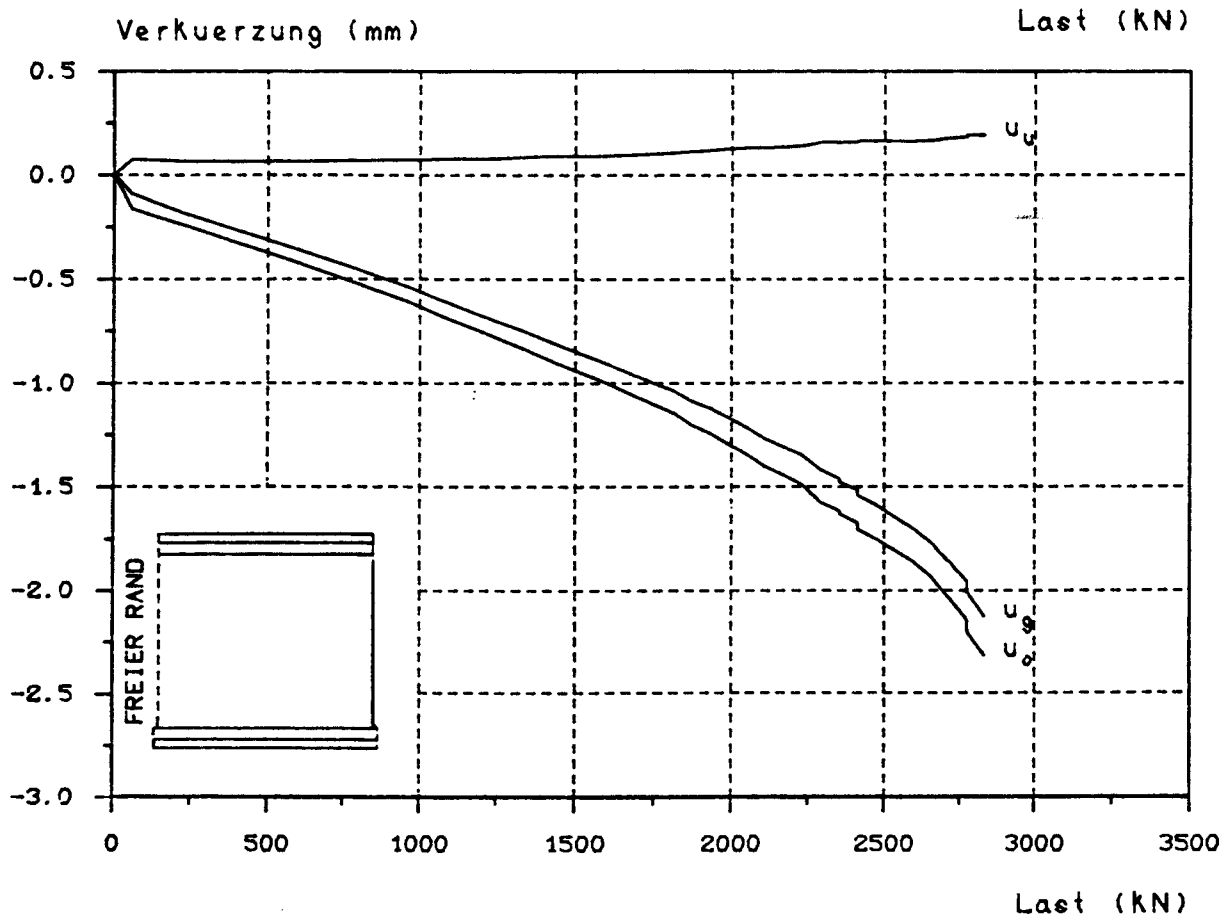
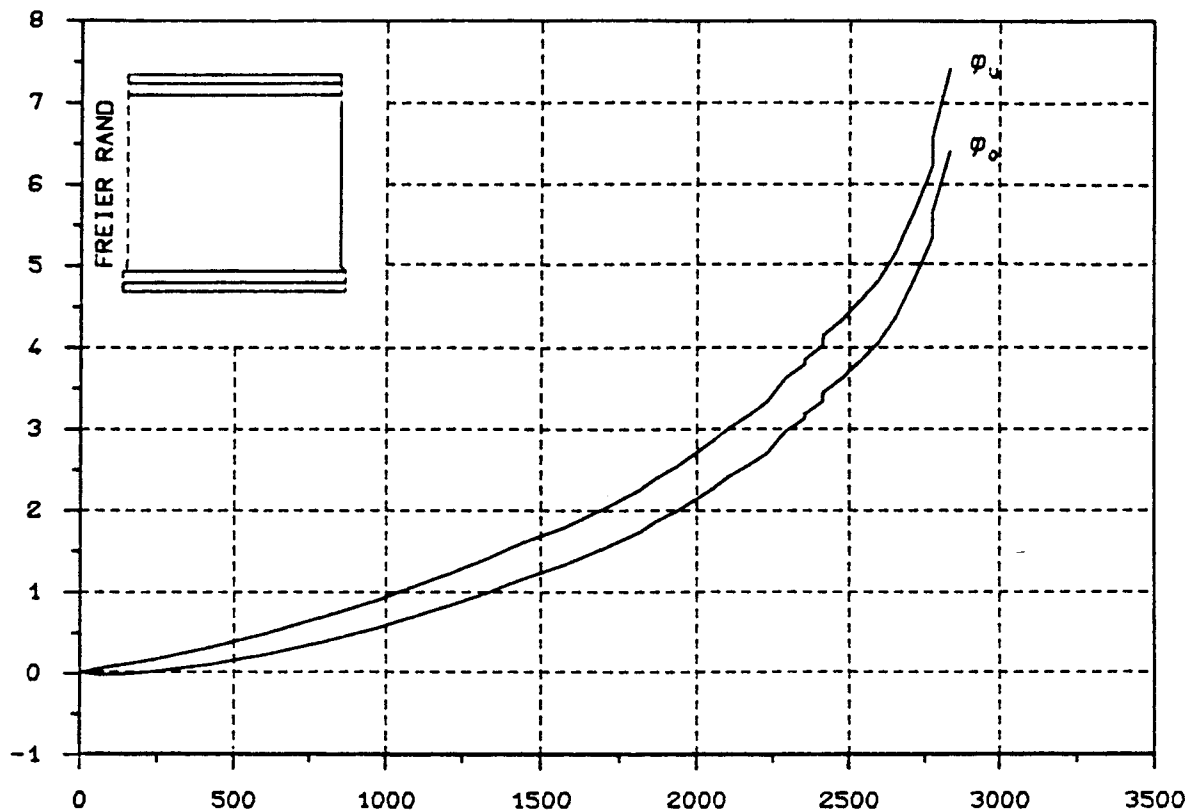


A u s b i e g u n g s - L a s t - D i a g r a m m

B I L D A 240

Versuchswand W 12

Verdrehung (Absolutwert in Grad)



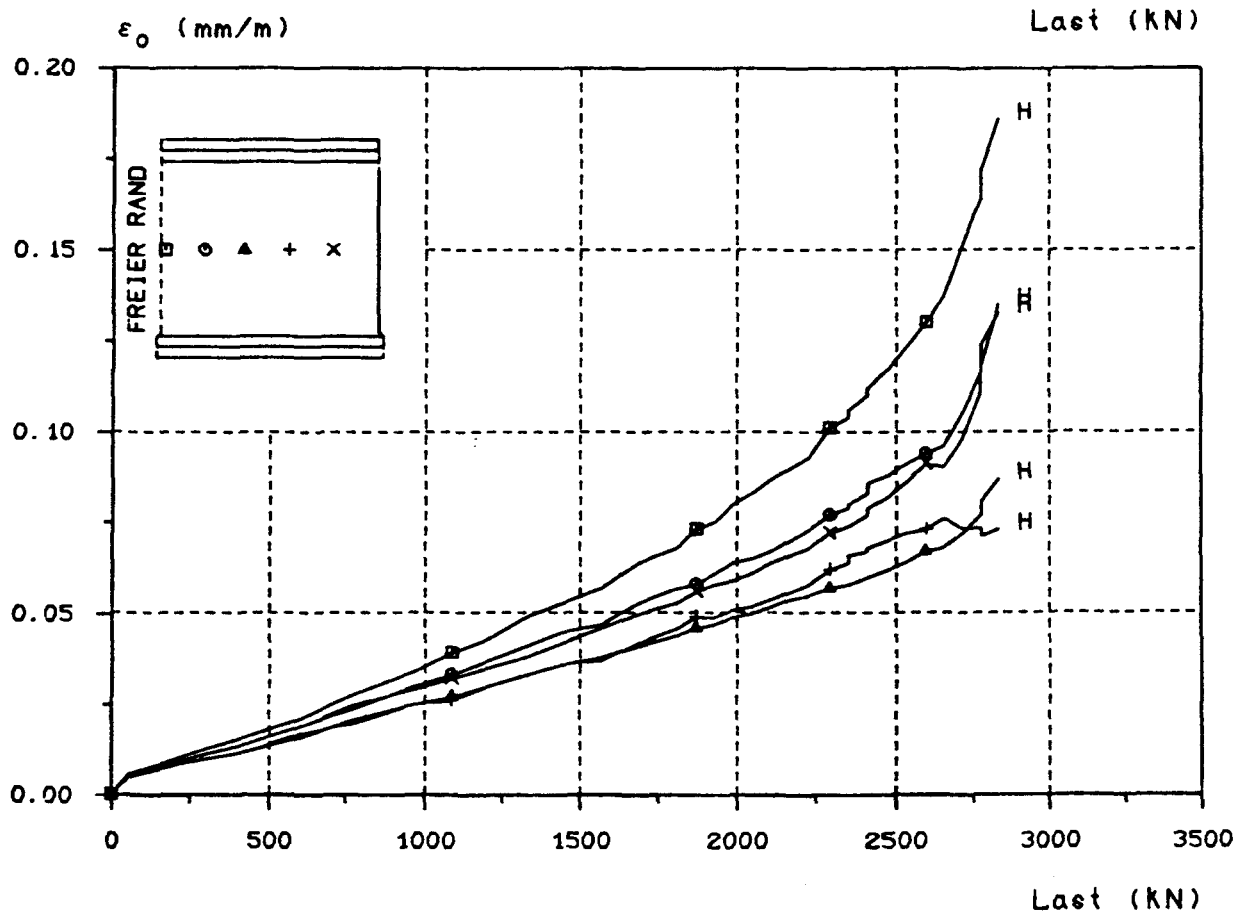
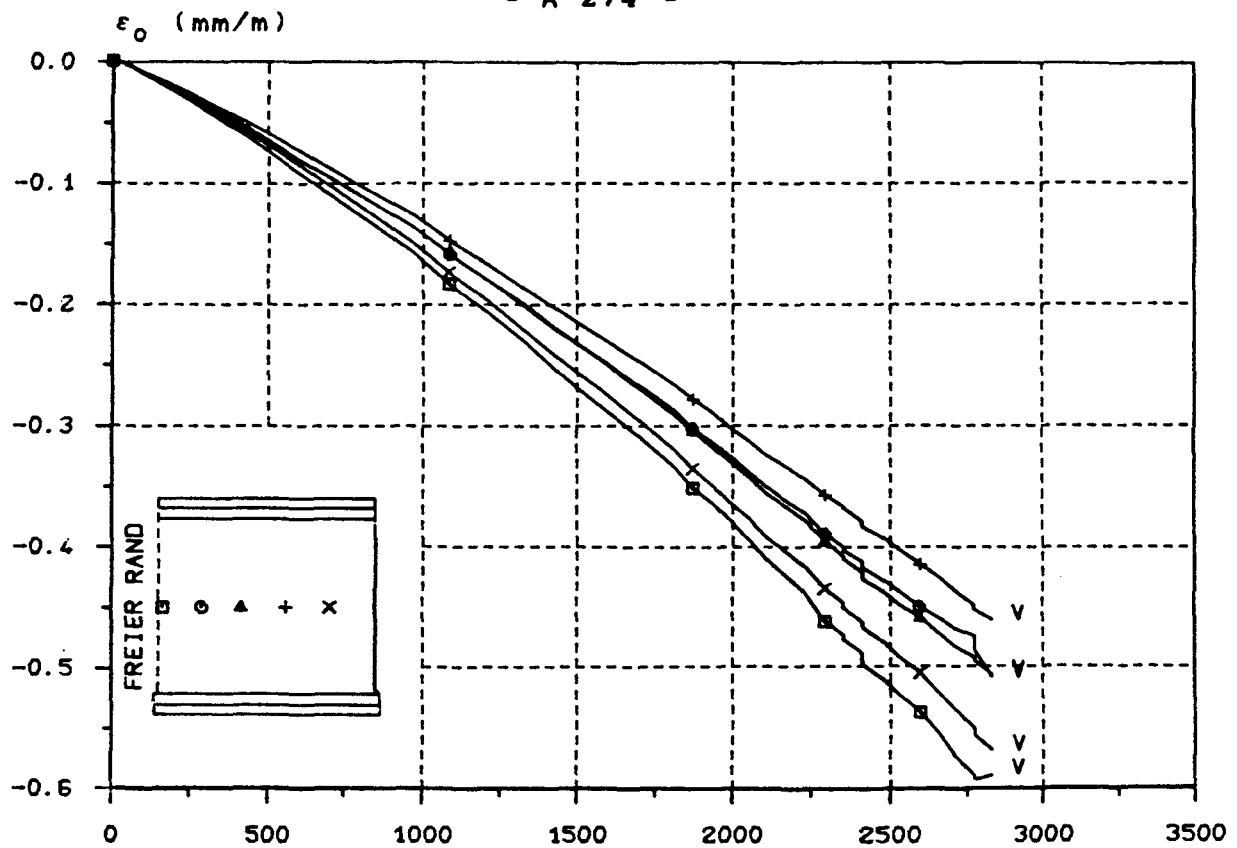
Verdrehungs-Last- bzw. Verkürzungs-Last-Diagramm

für den freien Rand

Index: <sub>o</sub> = oben, <sub>u</sub> = unten, <sub>g</sub> = gesamt

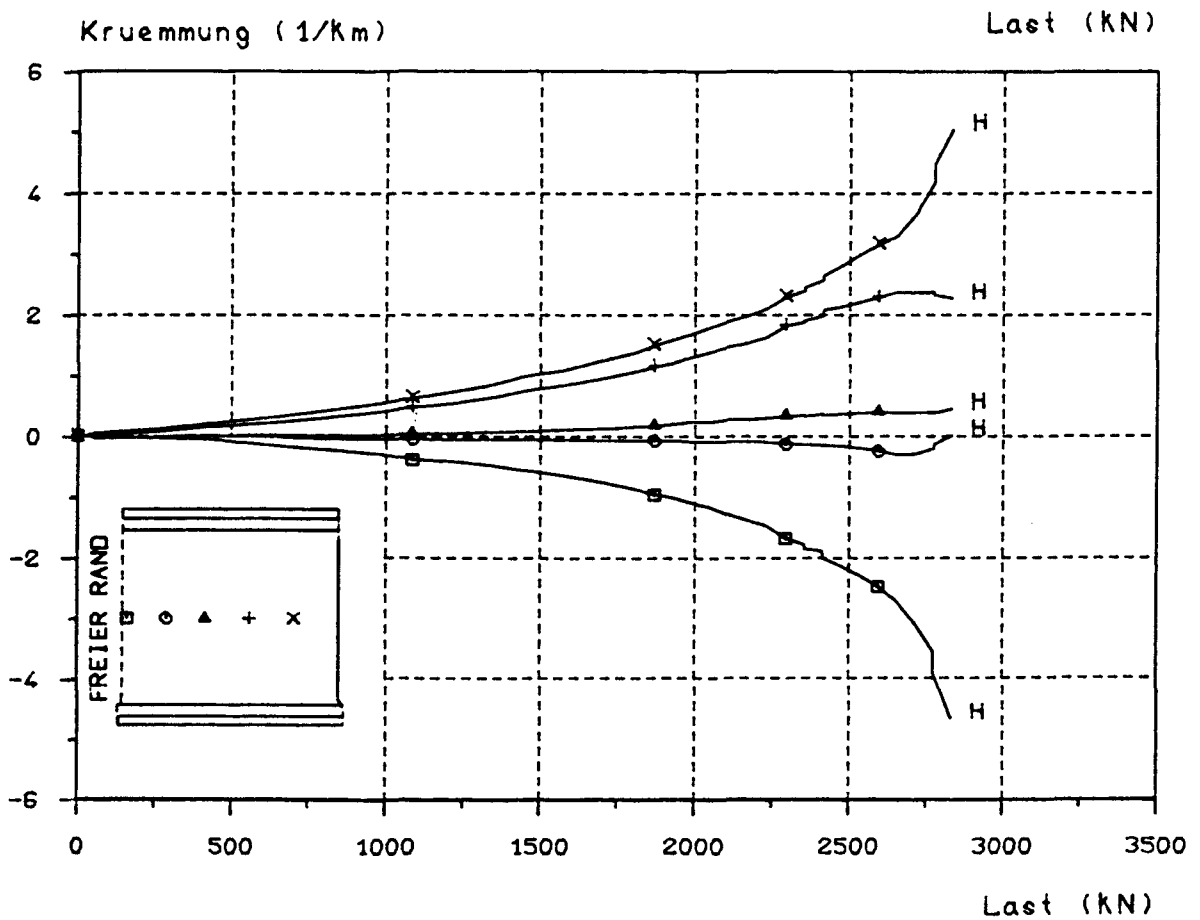
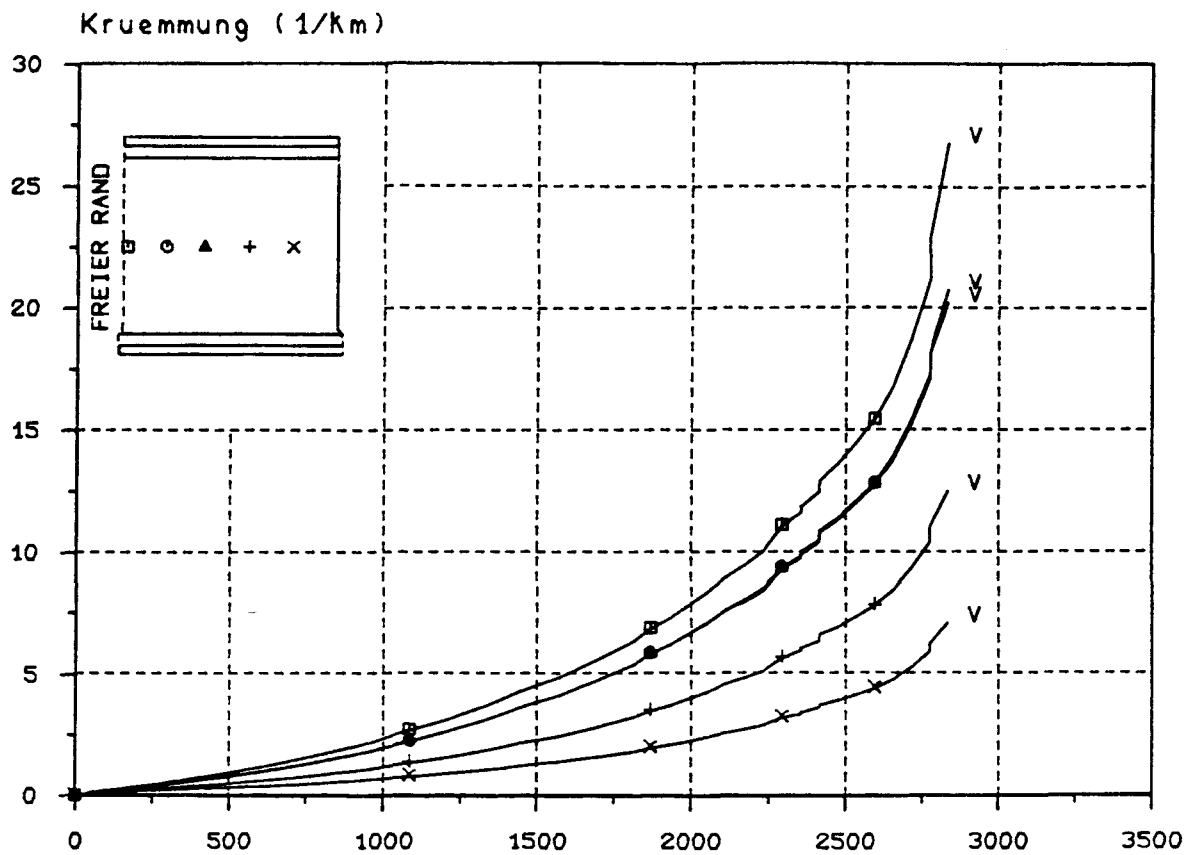
B I L D A 241

Versuchswand W 12



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal



V e r s u c h s w a n d   W 13

3-seitig gelagert

$d = 82,1 \text{ mm}$

$e_K/d = 0,1$

B e t o n

Alter = 23 Tage

$\beta_{WVD} = 36,2 \text{ N/mm}^2$

$\beta_p = 27,8 \text{ N/mm}^2$

$\beta_{BZ} = 3,07 \text{ N/mm}^2$

E-Modul =  $27,2 \text{ kN/mm}^2$

B e w e h r u n g

unbewehrt

E r g e b n i s

tot  $F_u = 2,955 \text{ MN}$

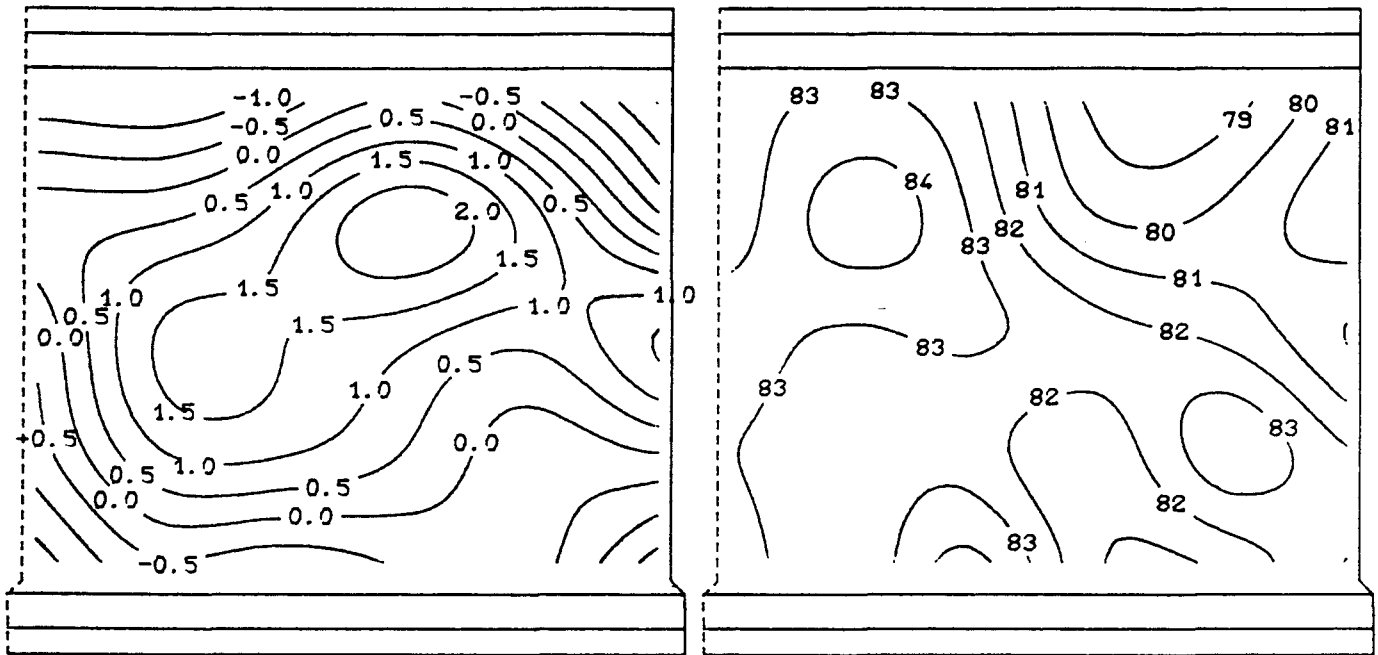




A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

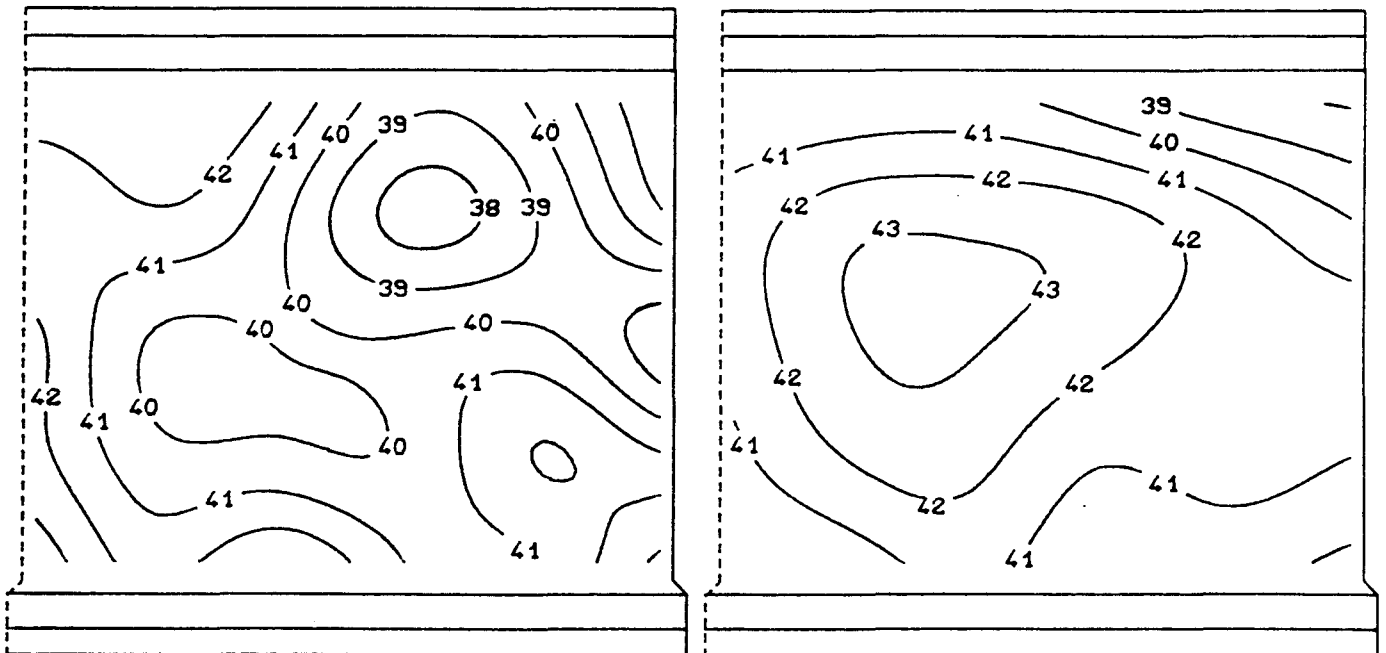
Abweichungen der approximierten  
Mittlebene von der Mittelfläche

Linien gleicher Wanddicke



Abstand des Zugrandes

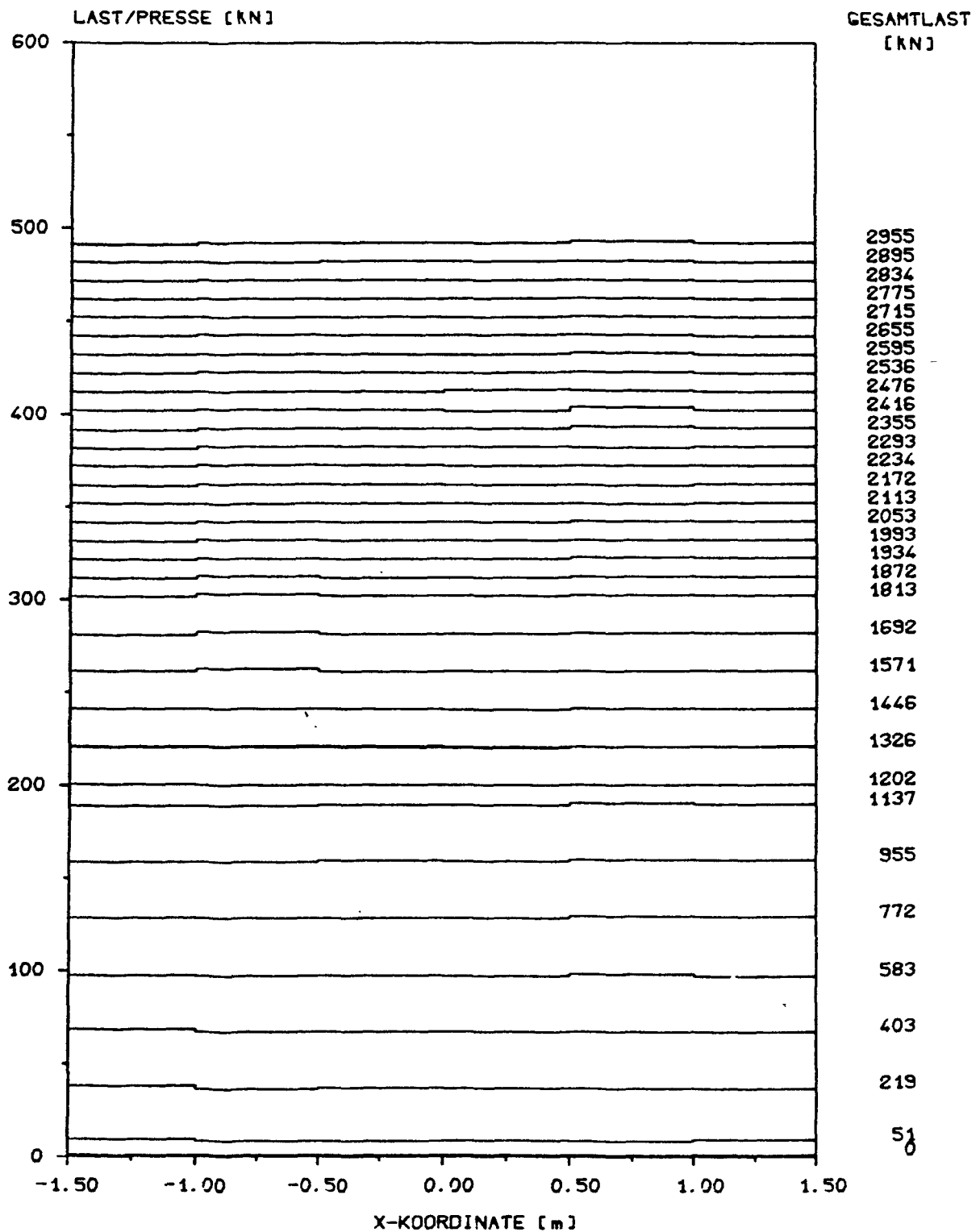
Abstand des Druckrandes  
von der approximierten Mittlebene



W a n d t o p o l o g i e

B I L D   A 244

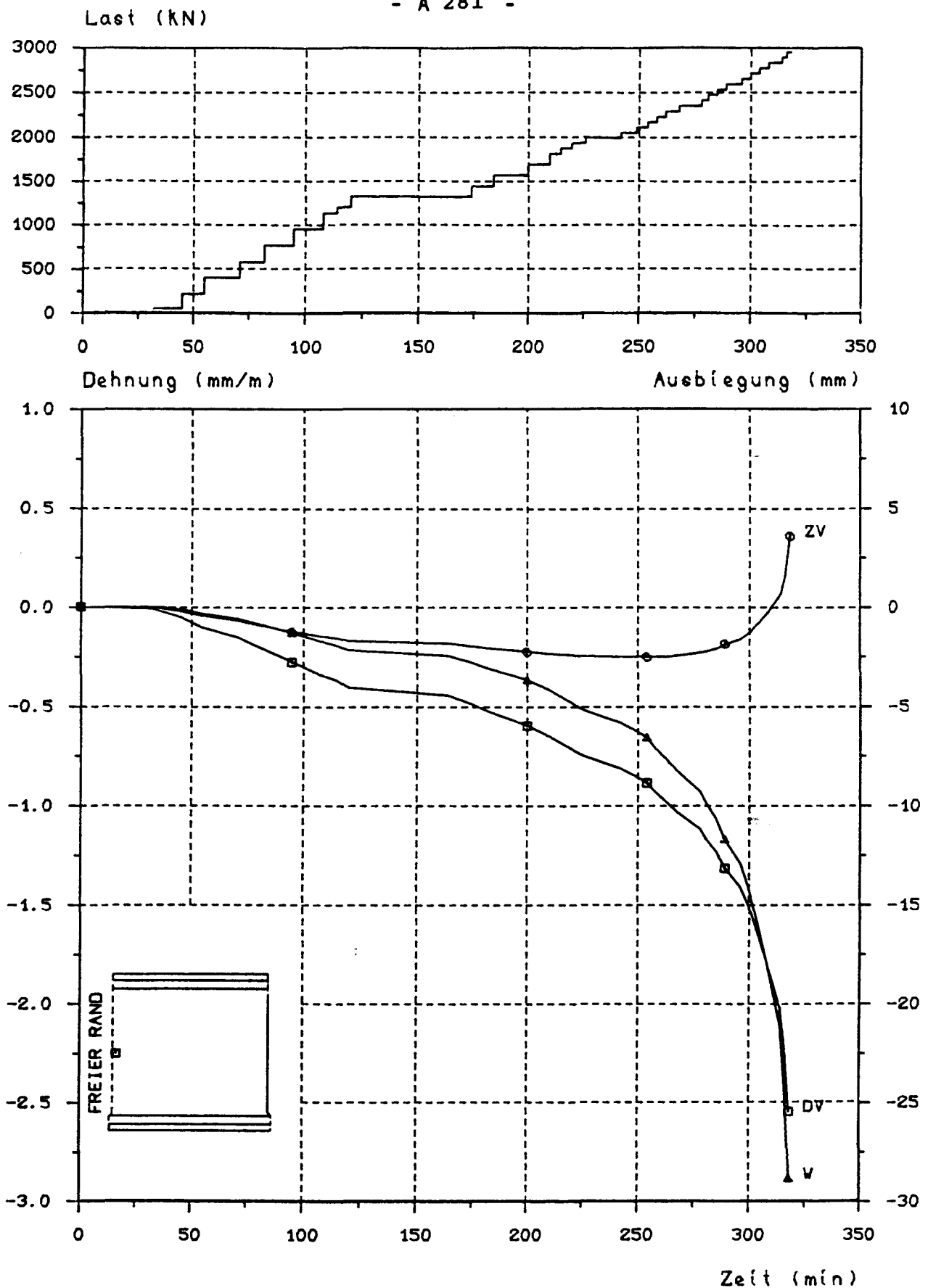
Versuchswand W 13



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 245

Versuchswand 1



L a s t - Z e i t - bzw. V e r f o r m u n g s - Z e i t - D i a g r a m m

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, W = Ausbiegung

B I L D A 246

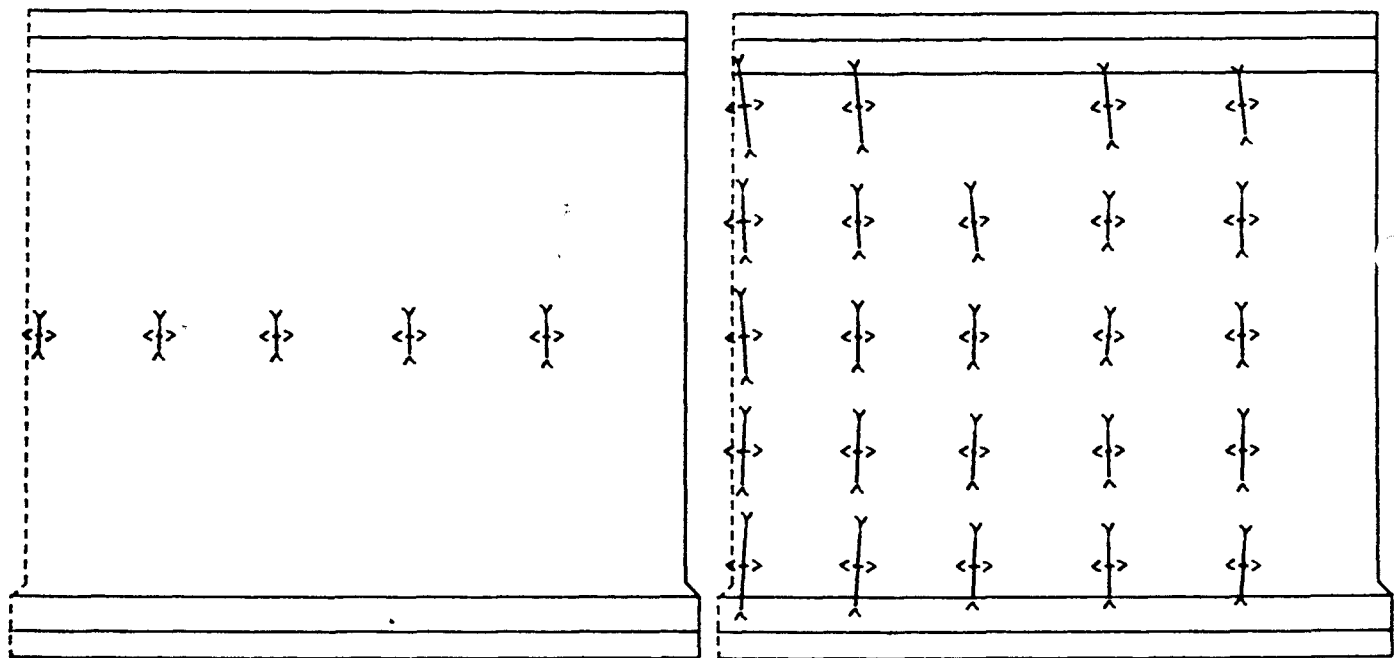
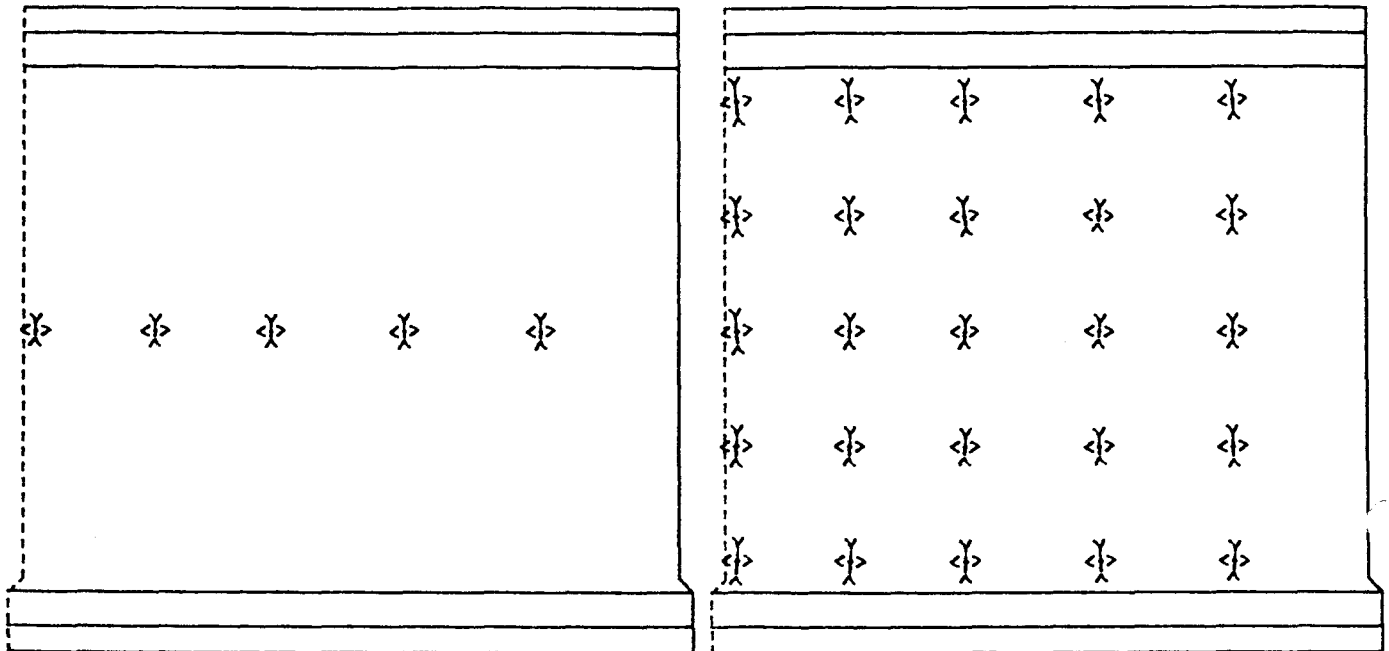
Versuchswand W 13

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 771,5 kN

Druckseite



Zugseite

Last = 1813,2 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 247

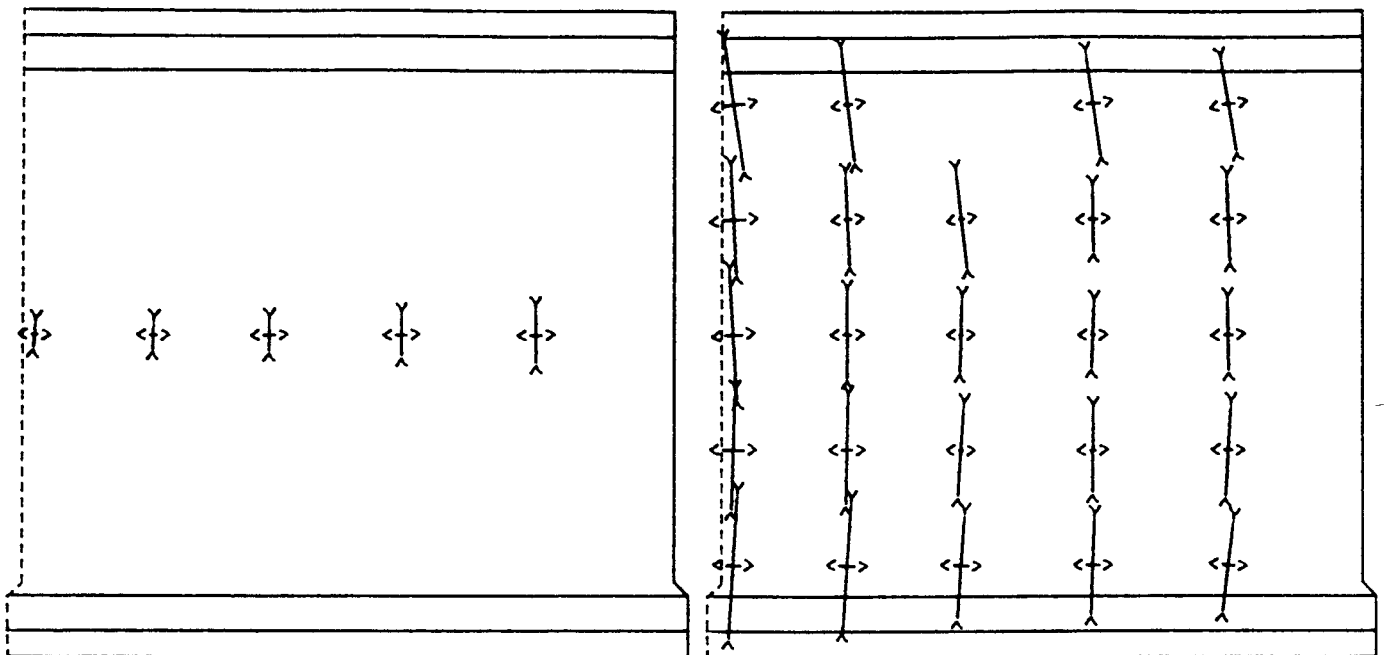
Versuchswand W 13

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

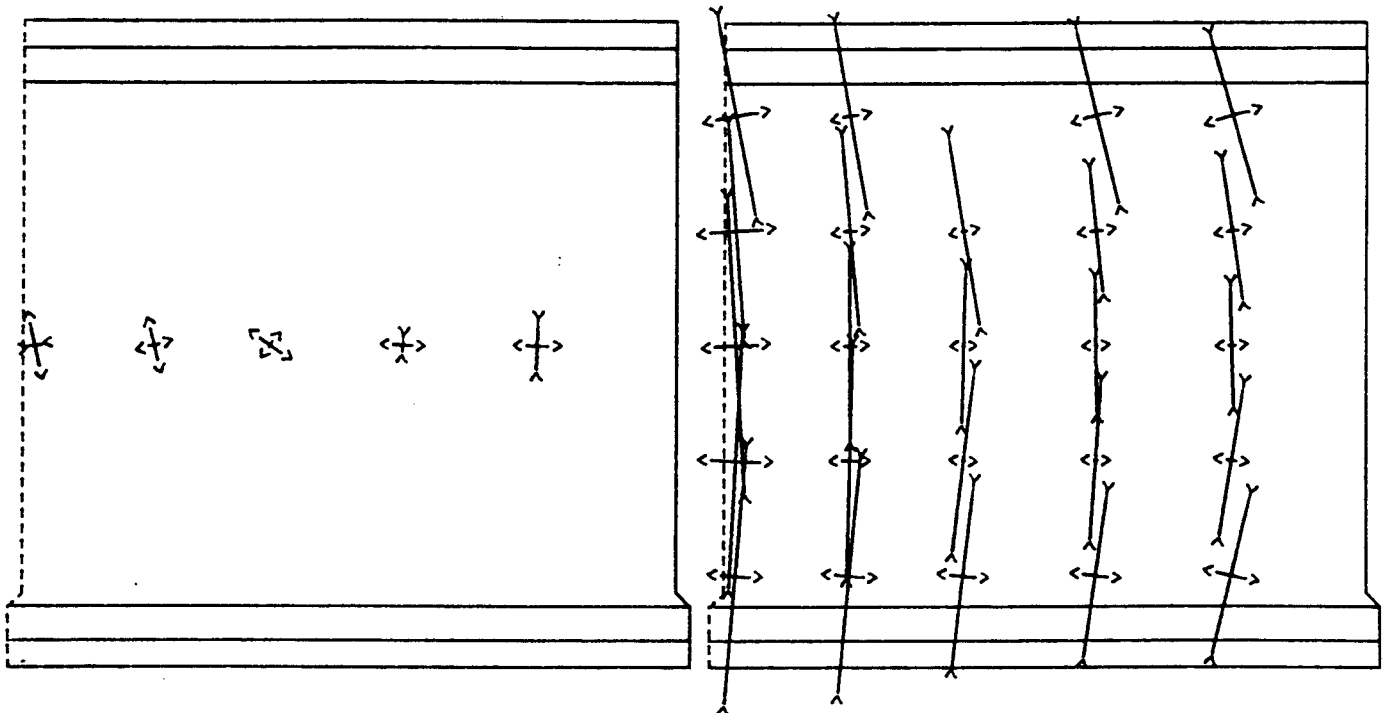
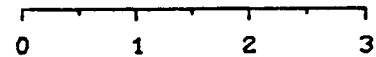
Zugseite

Last = 2415,8 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



Zugseite

Last = 2953,4 kN

Druckseite

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 248

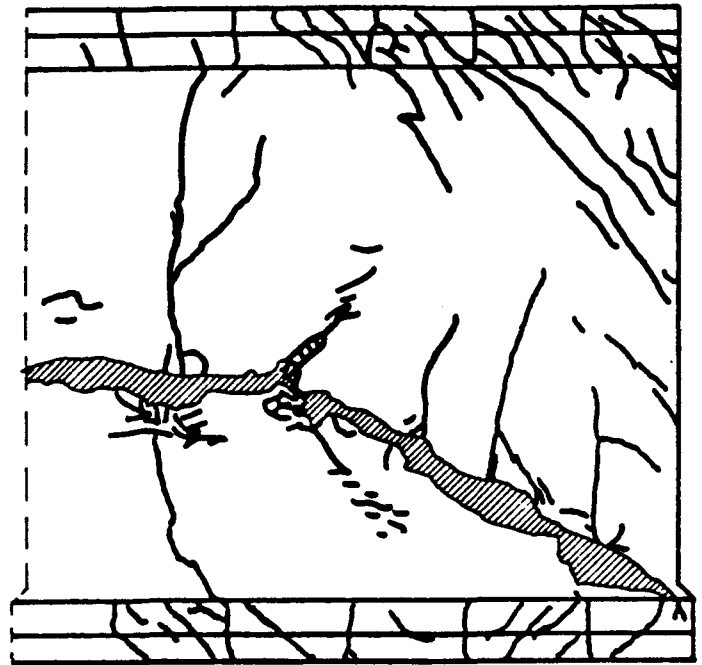
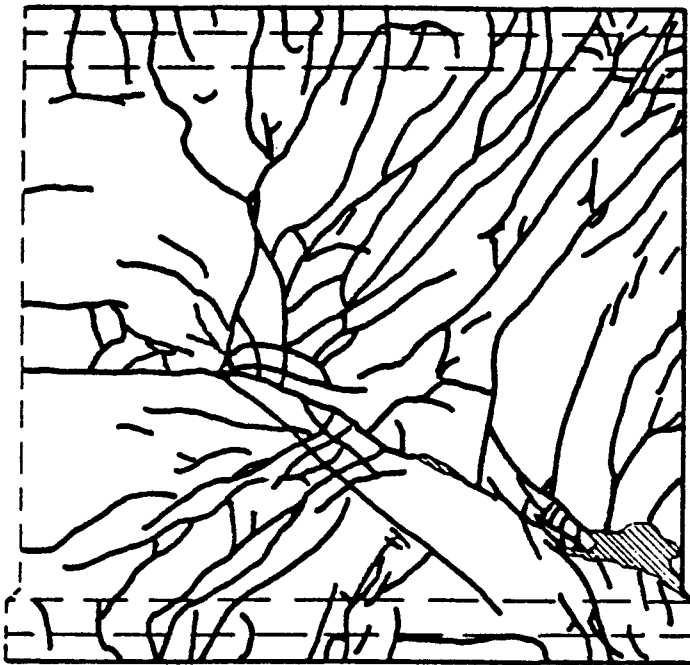
Versuchswand W 13



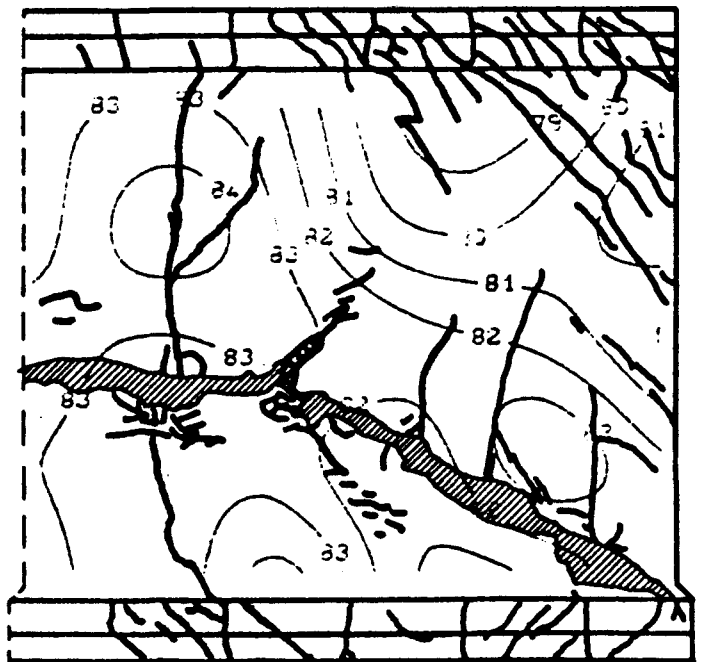
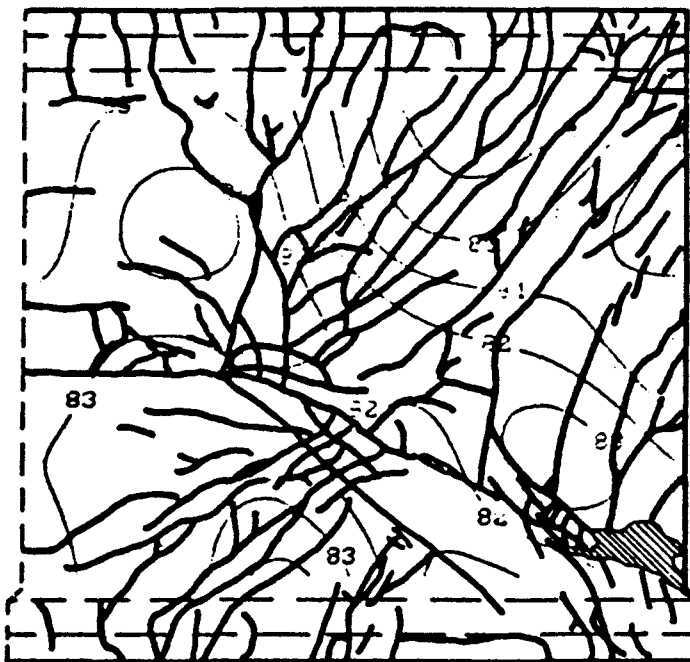
A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Druckseite



B r u c h b i l d e r



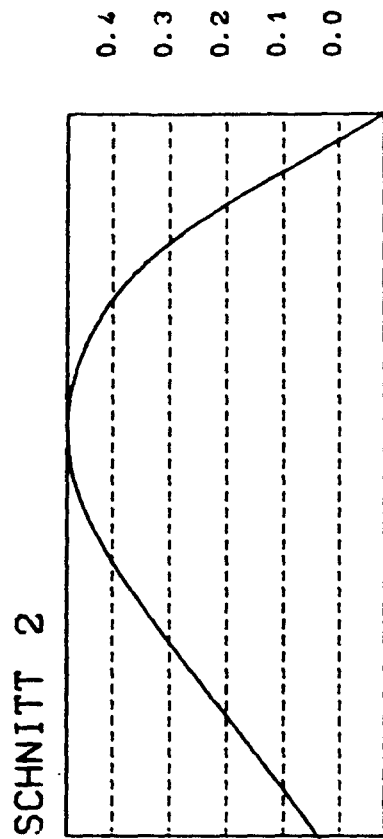
Zugseite

Druckseite

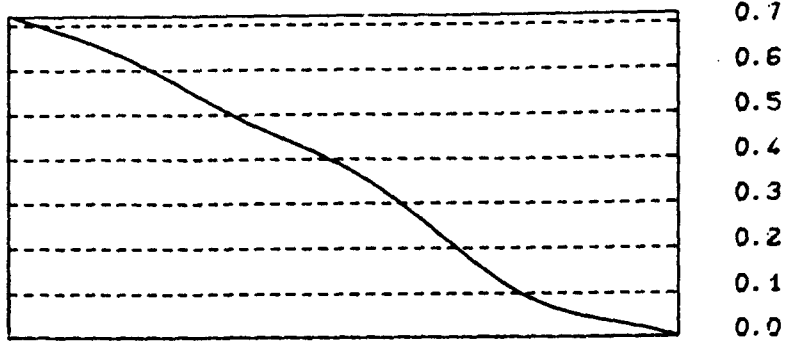
B r u c h b i l d e r   ü b e r l a g e r t   m i t   W a n d d i c k e n   (M a ß e   i n   m m)

B I L D   A 249

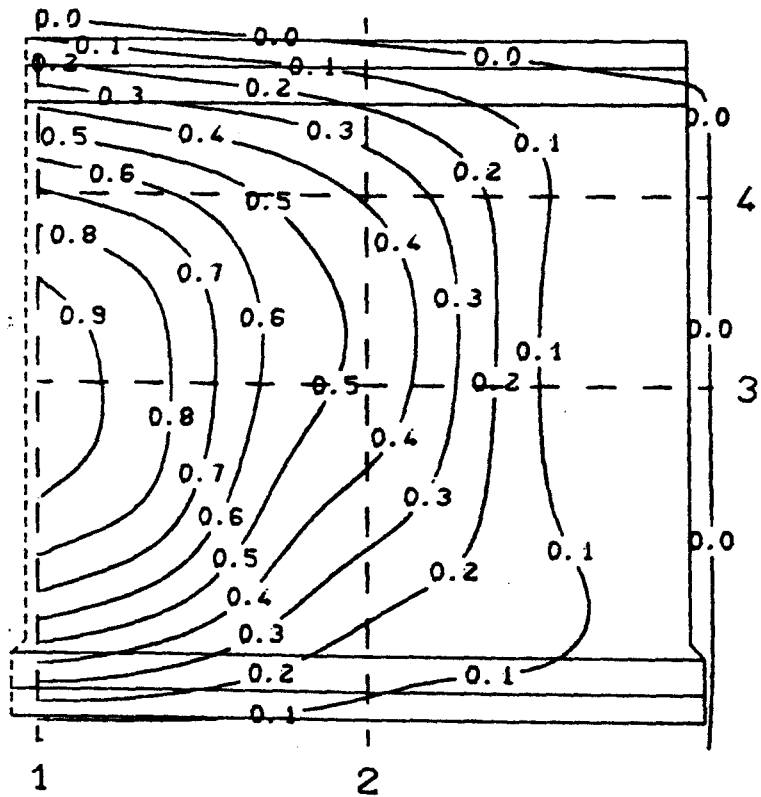
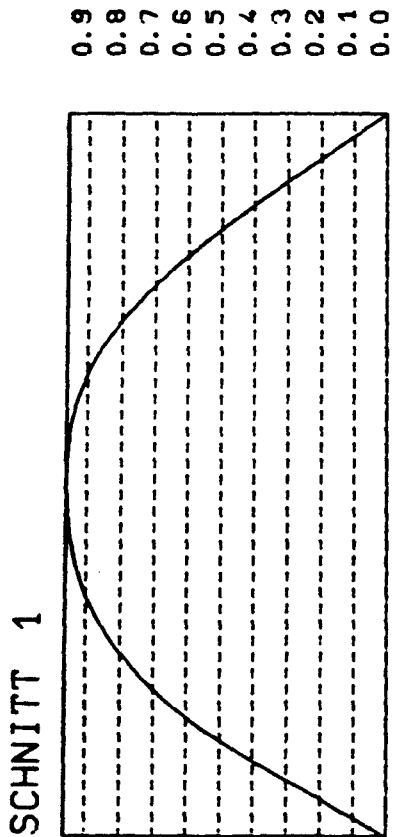
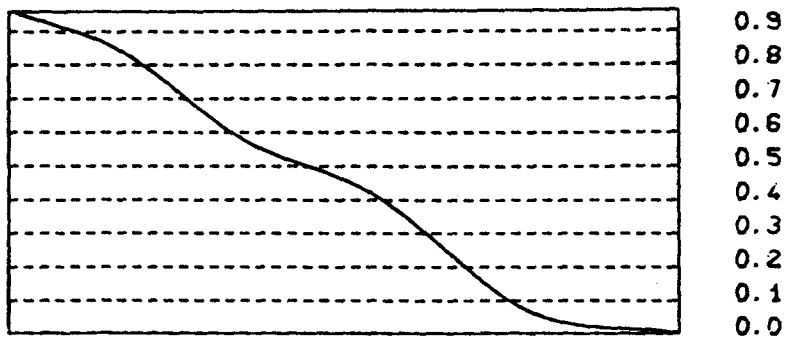
Versuchswand W 13



SCHNITT 4



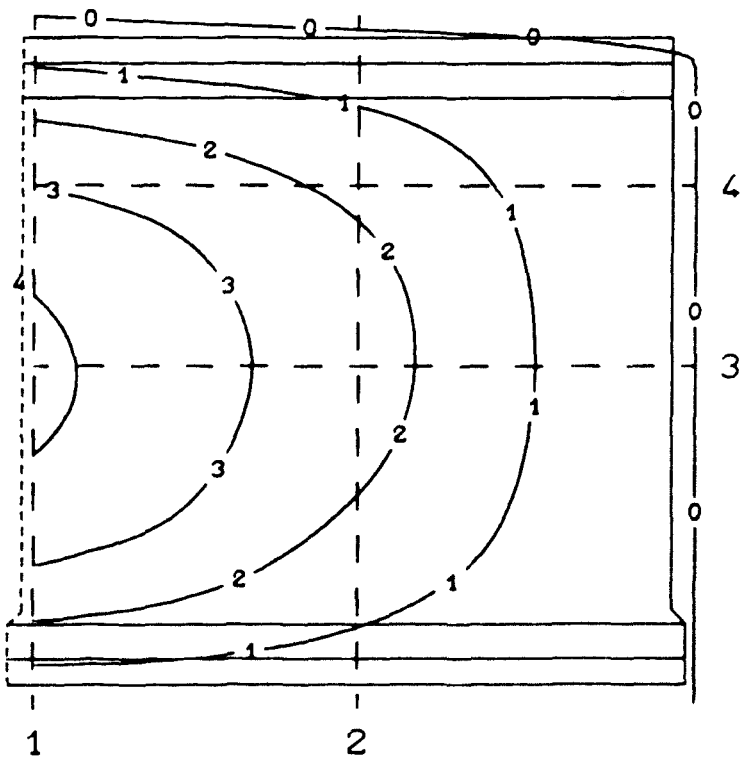
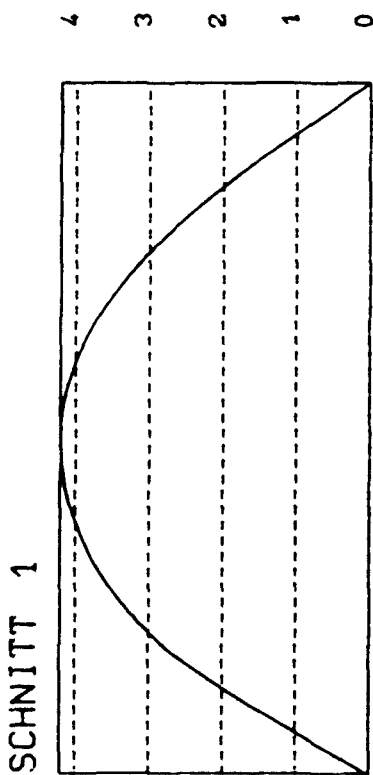
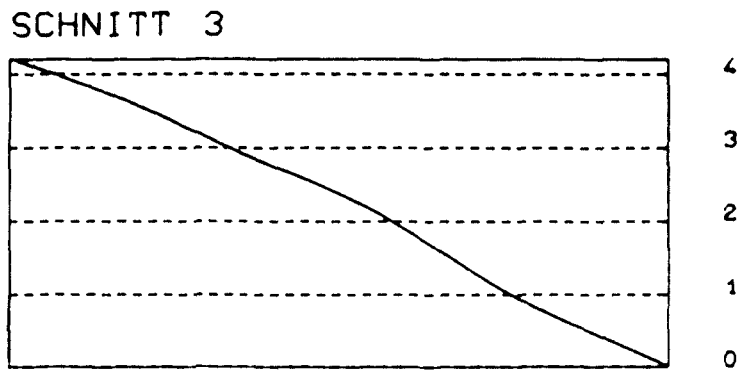
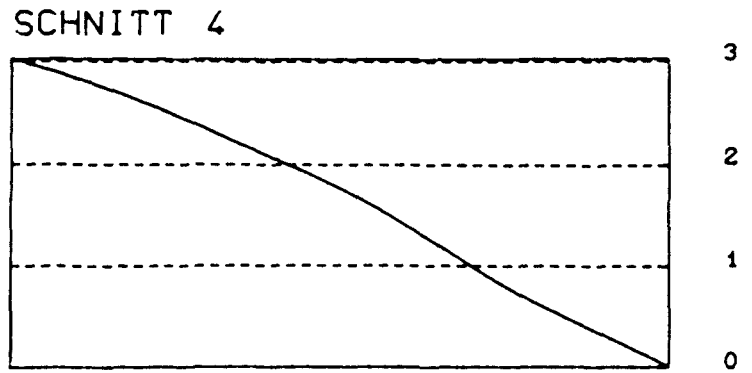
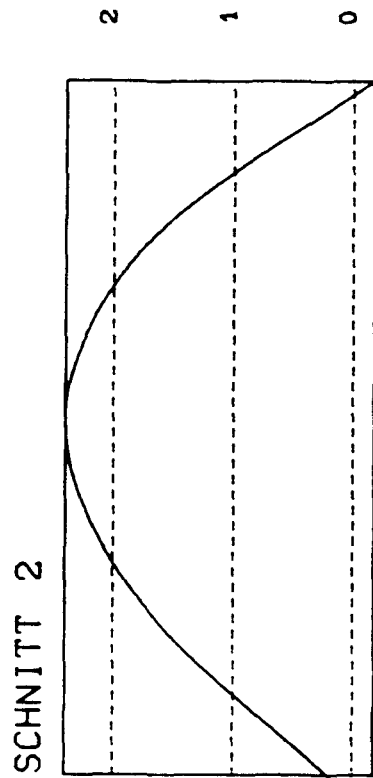
SCHNITT 3



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

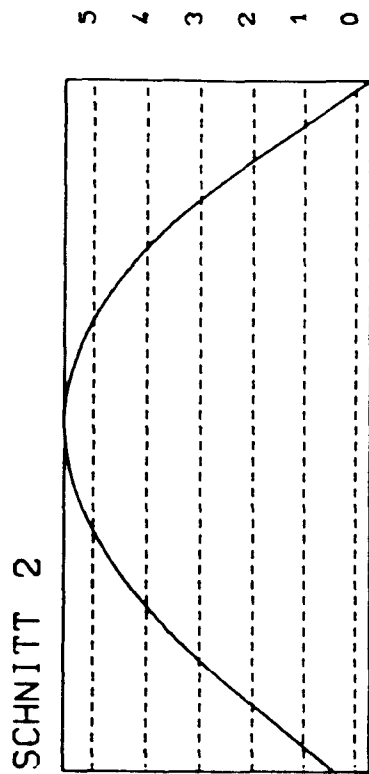
Last = 771,5 kN



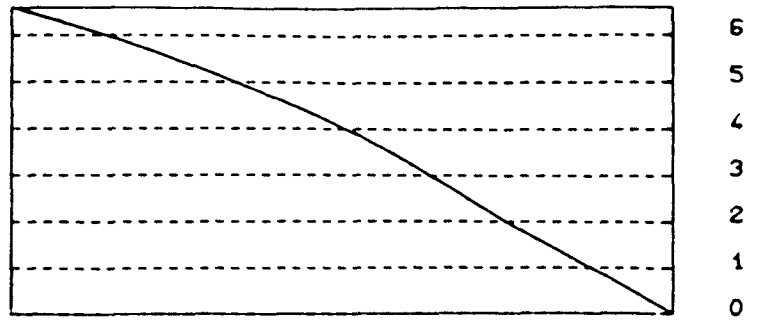


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

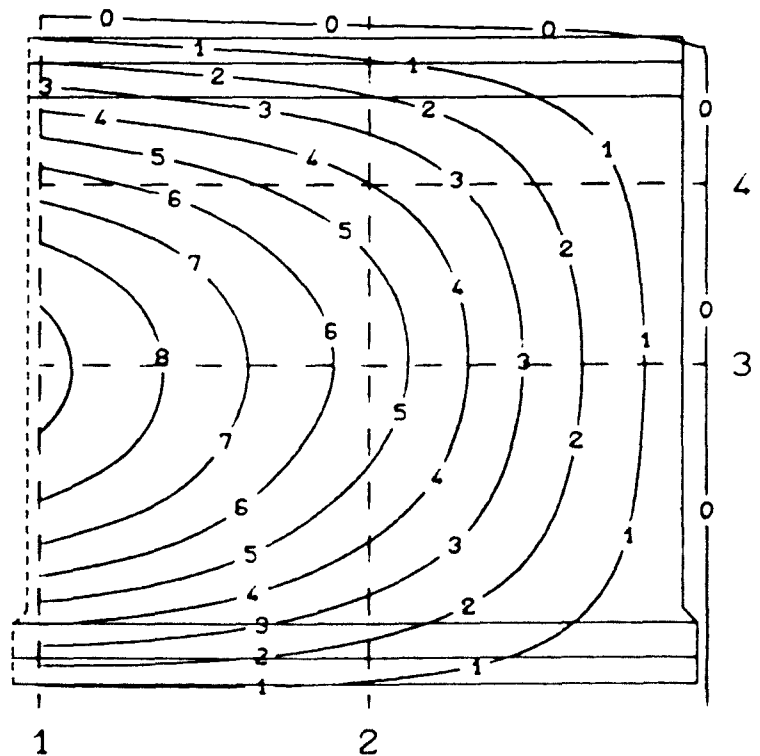
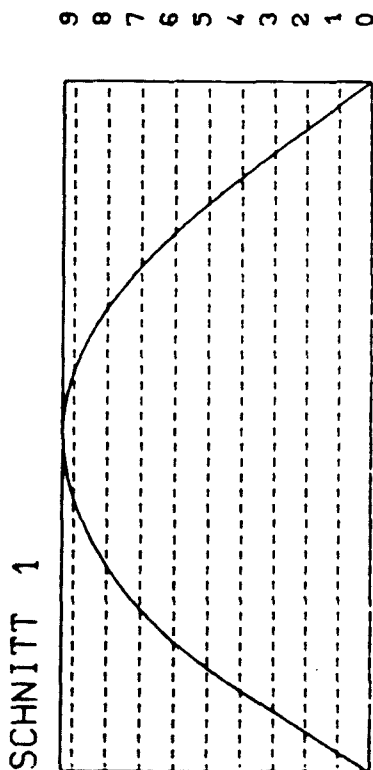
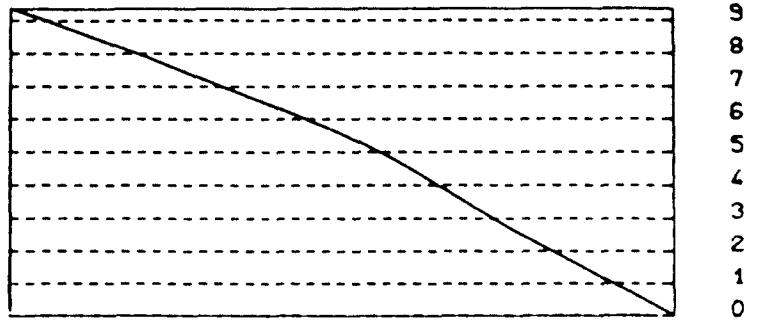
Last = 1813,2 kN



SCHNITT 4



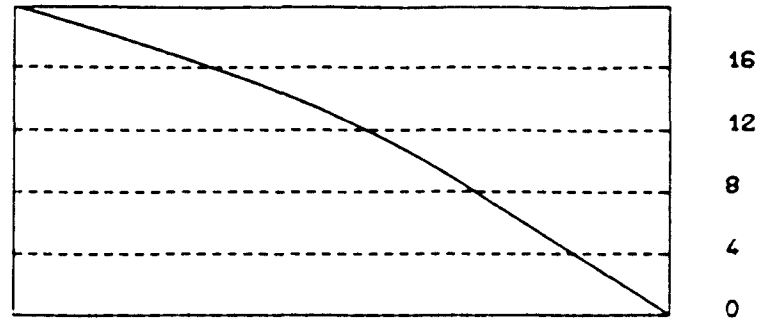
SCHNITT 3



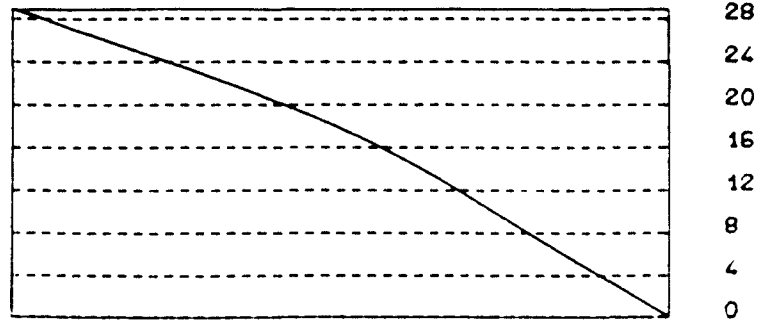
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2415,8 kN

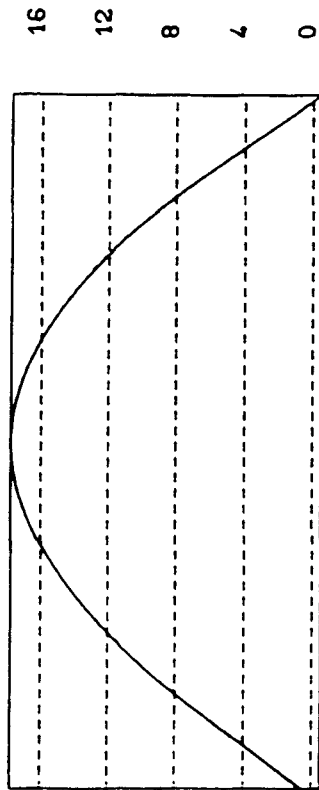
SCHNITT 4



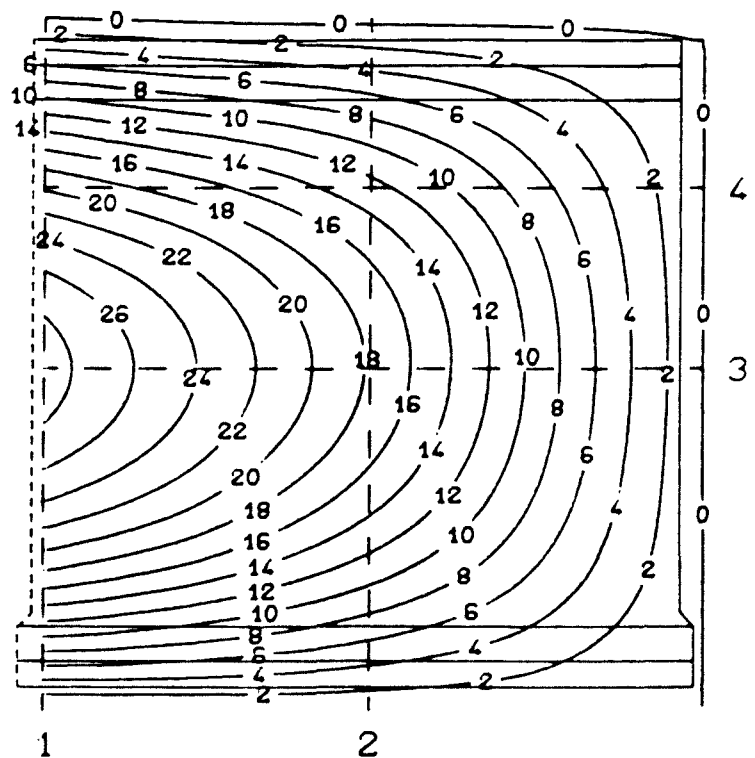
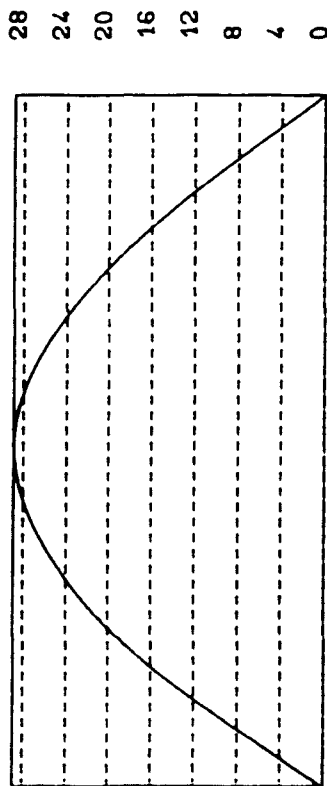
### SCHNITT 3



## SCHNITT 2

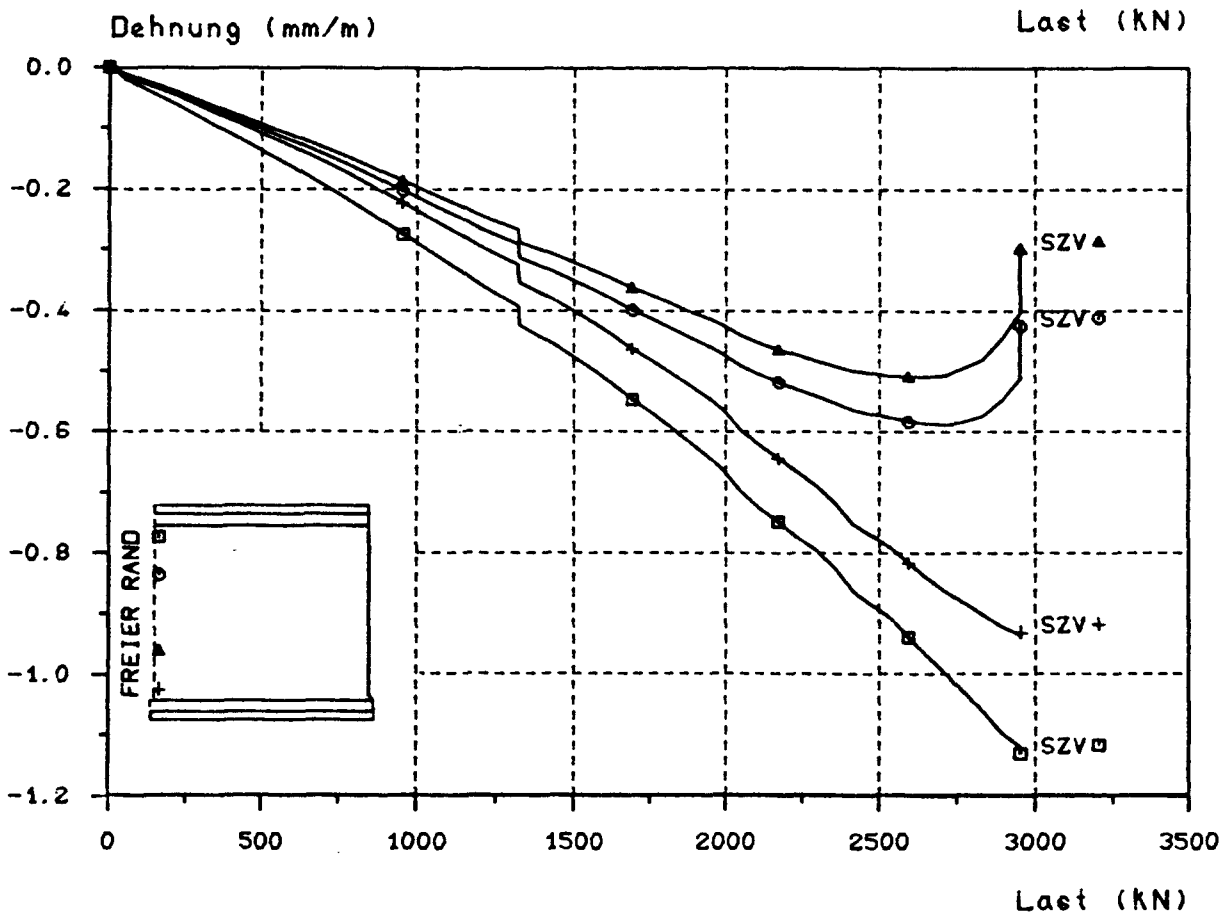
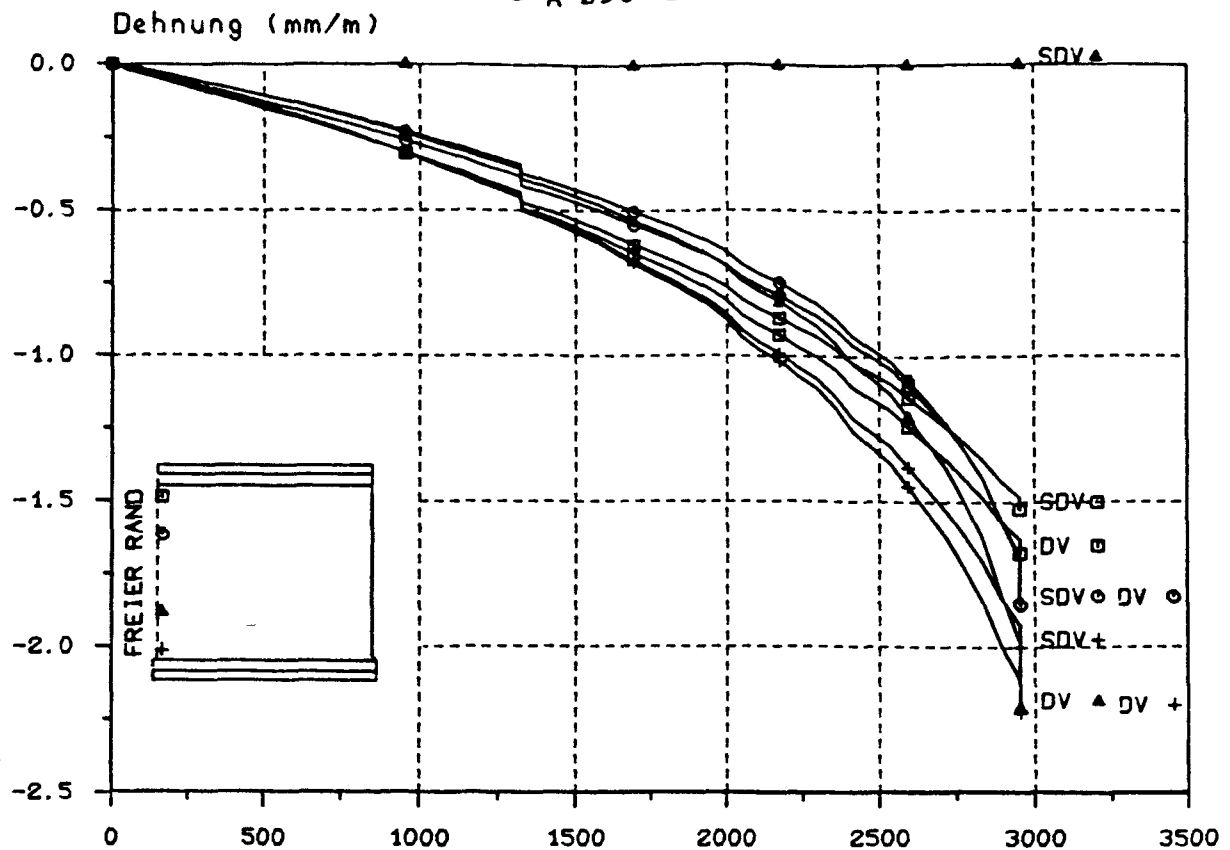


# SCHNITT 1



Linien gleicher A u s b i e g u n g (Maße in mm)

**Last = 2953,4 kN**

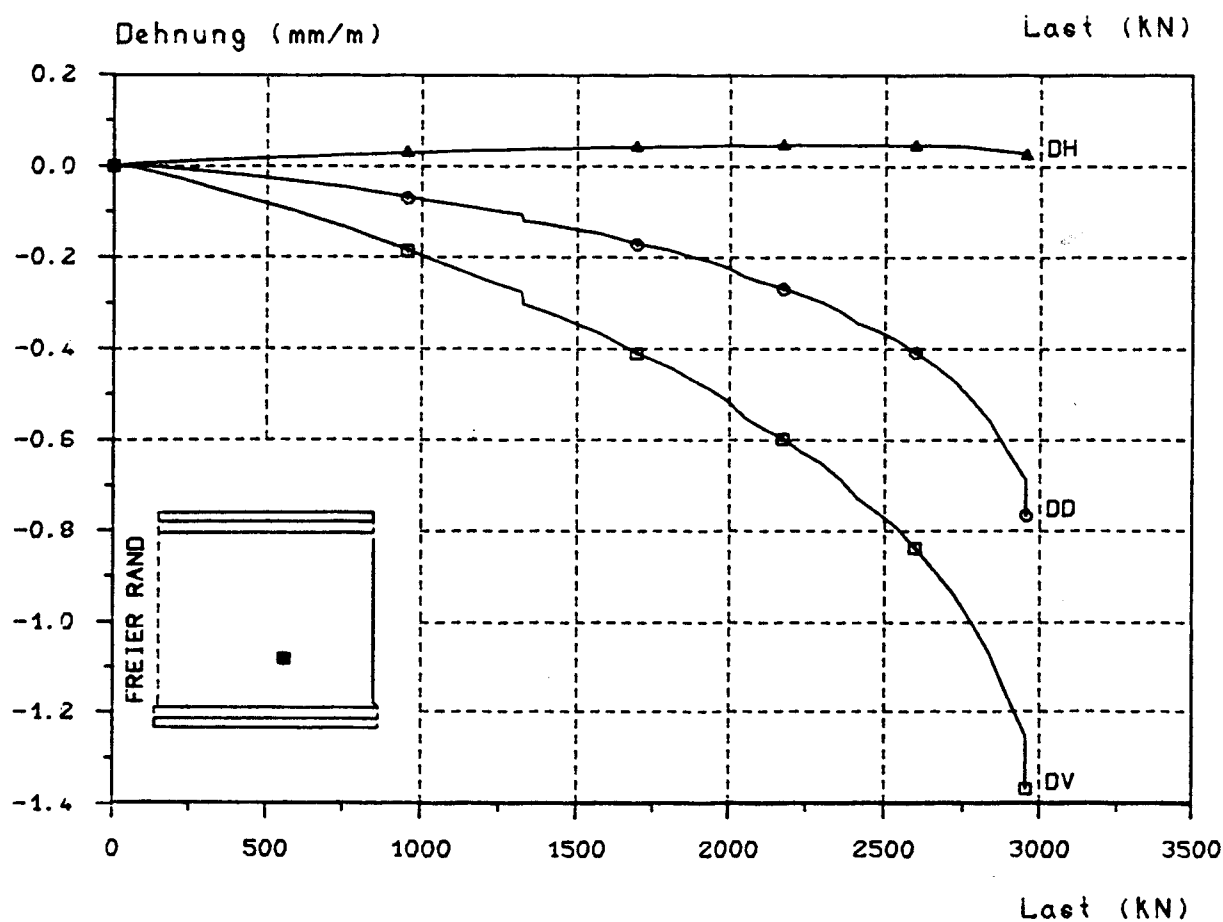
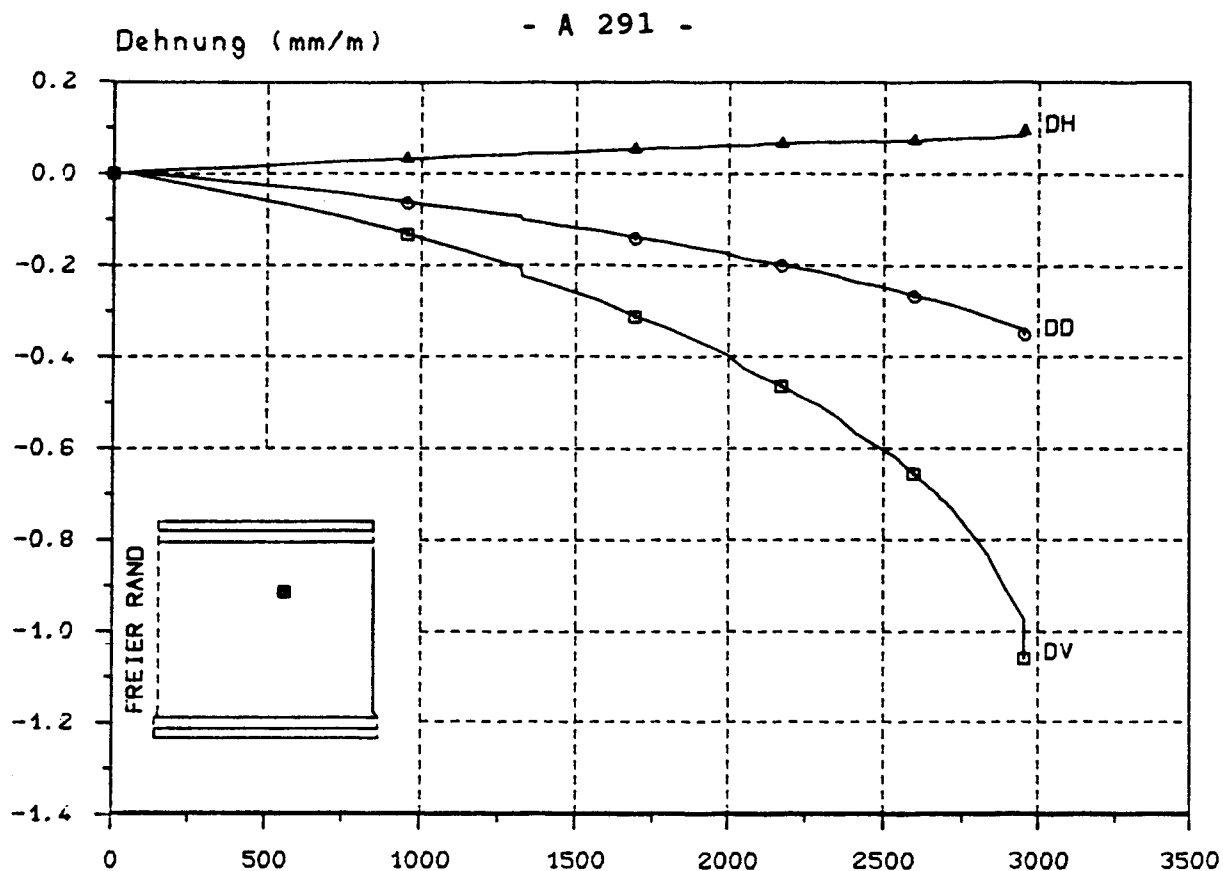


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 254

Versuchswand W 13

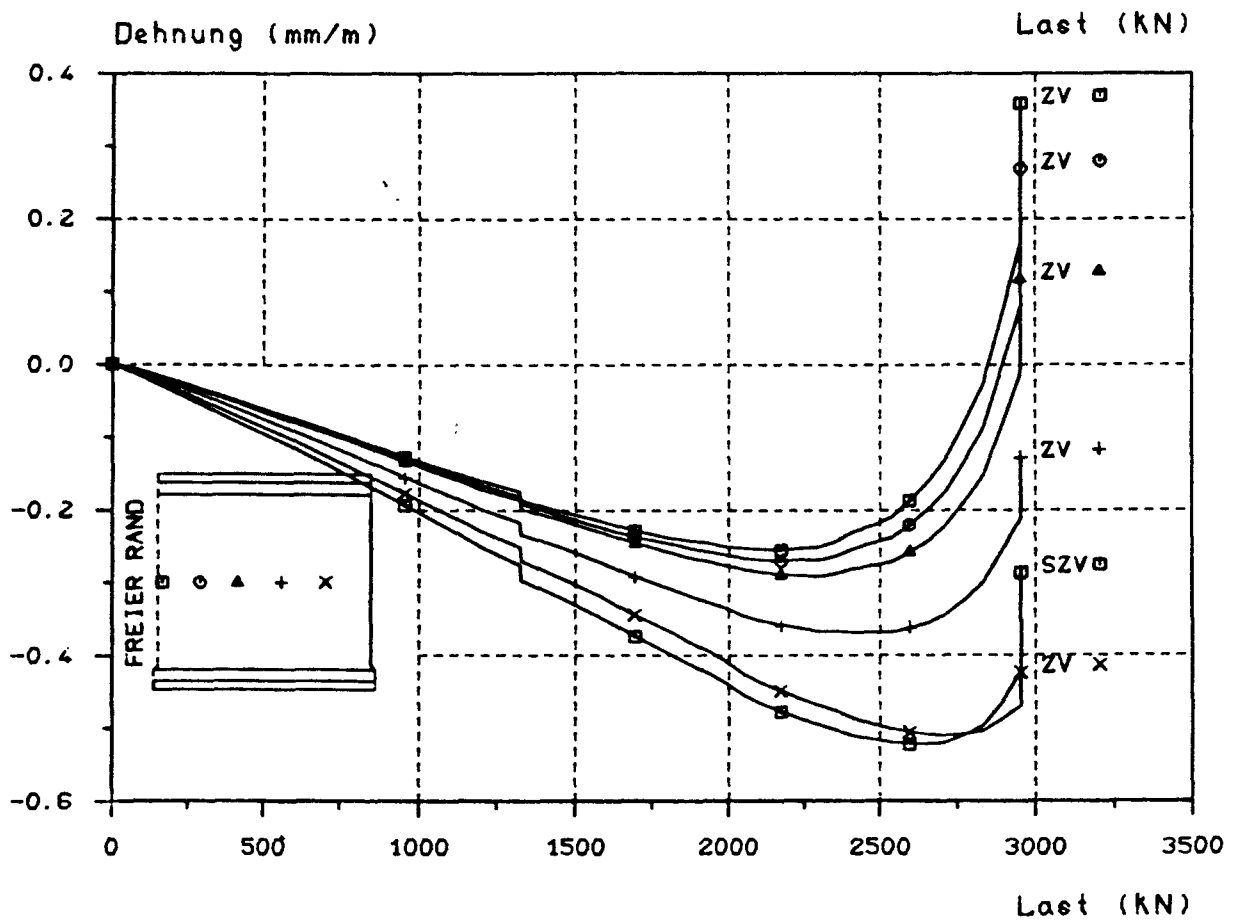
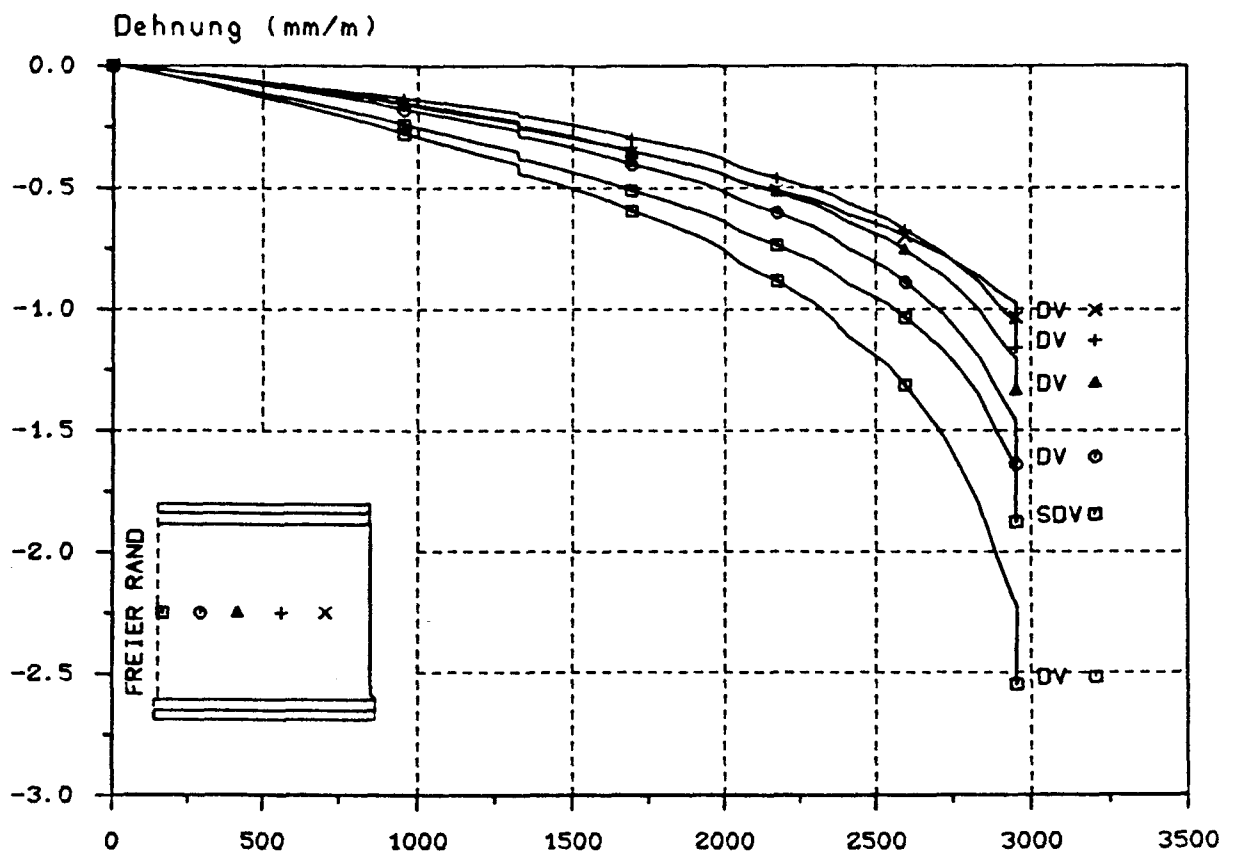


Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 255

Versuchswand W 13

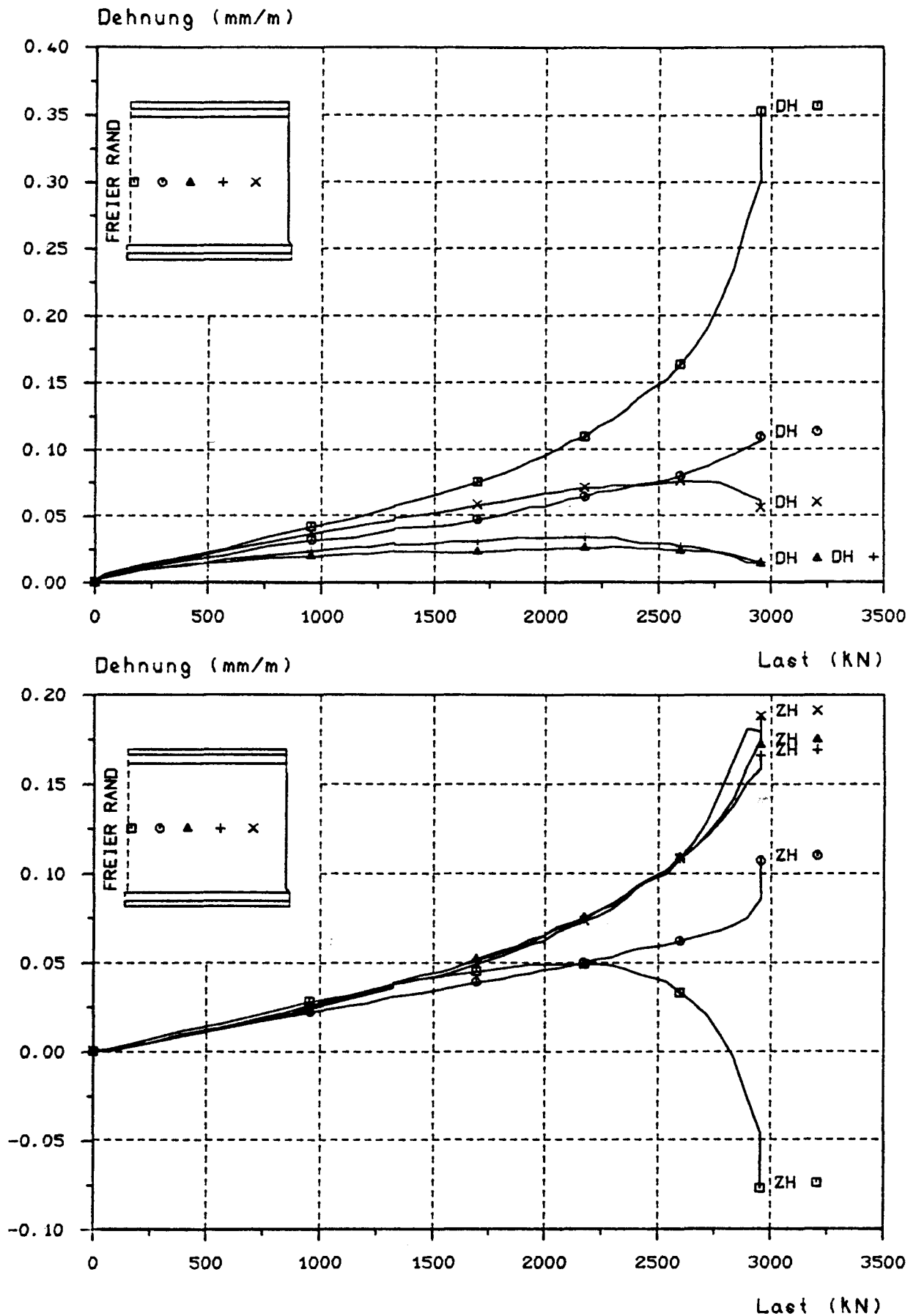


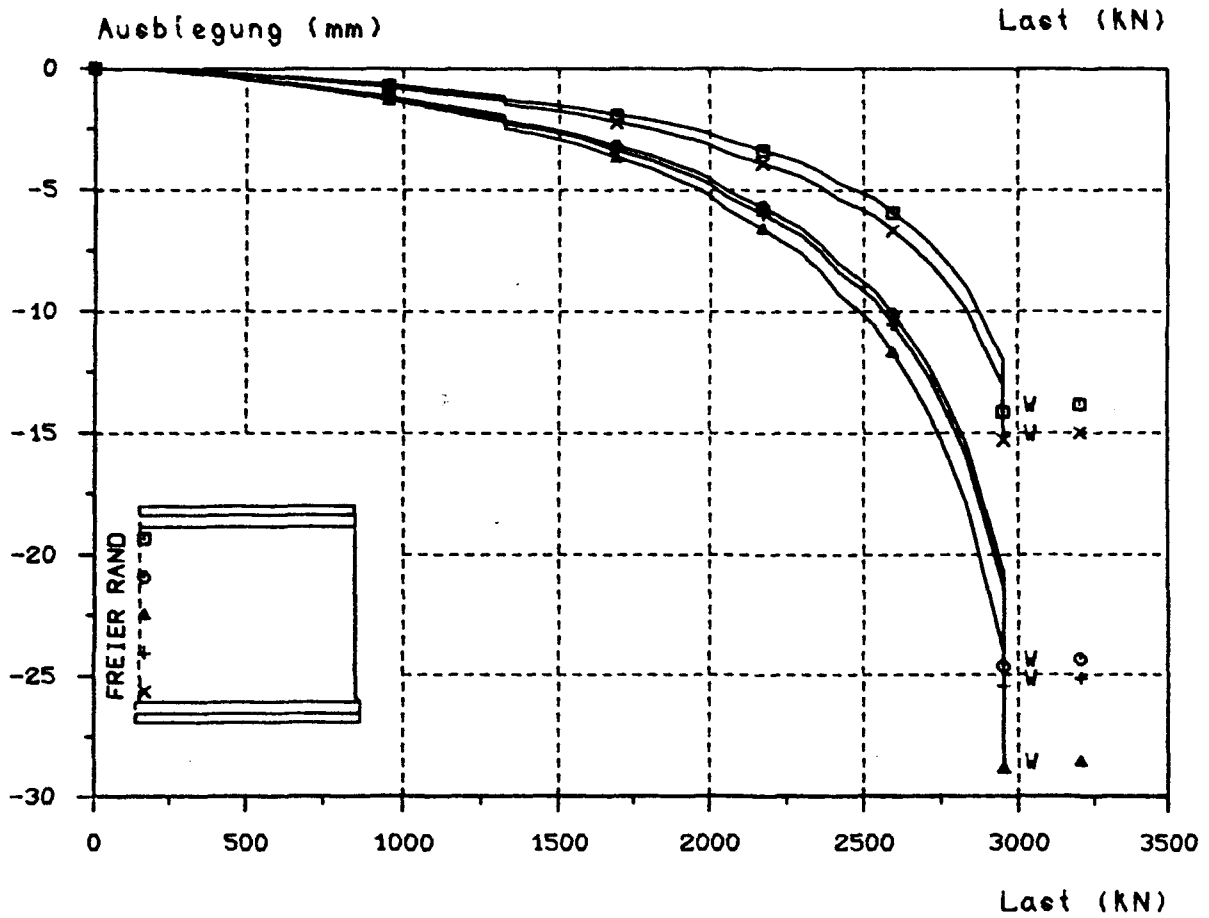
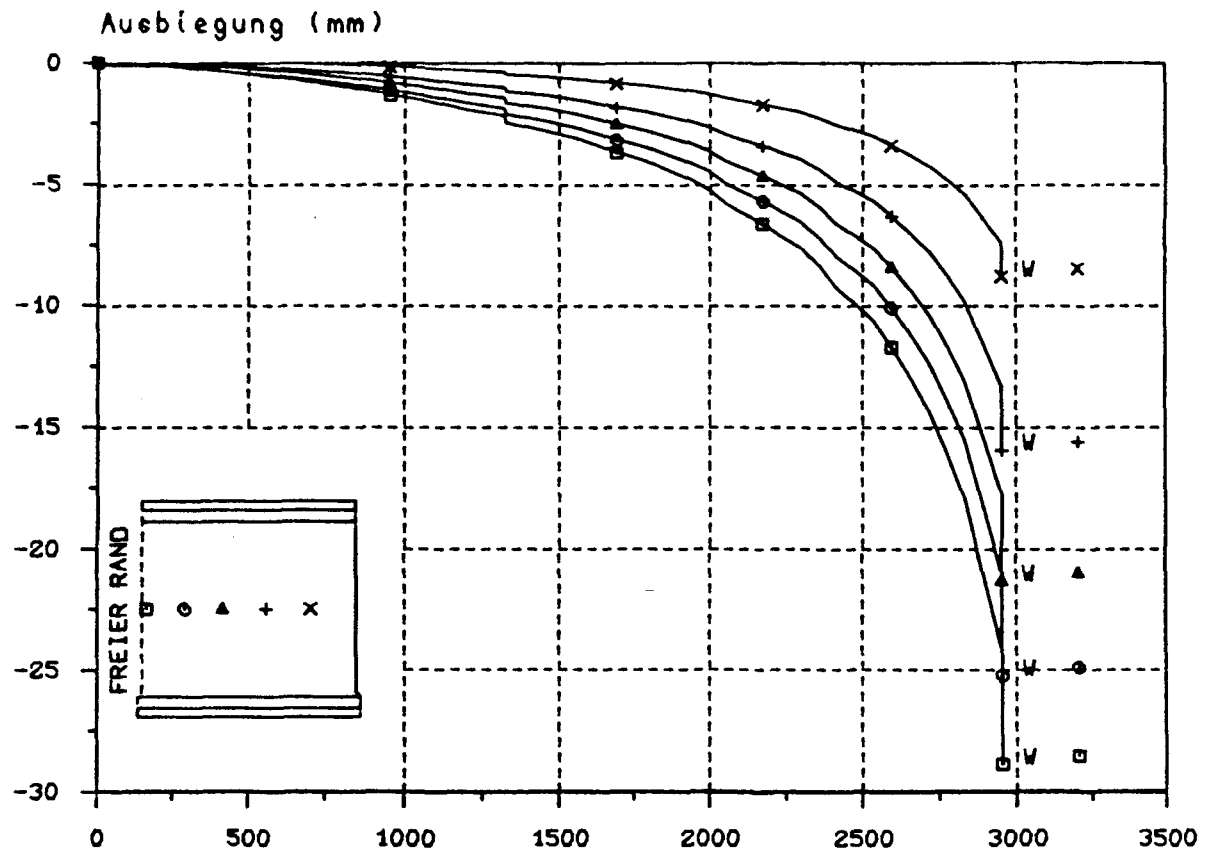
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal, S = Stahl

B I L D A 256

Versuchswand W 13





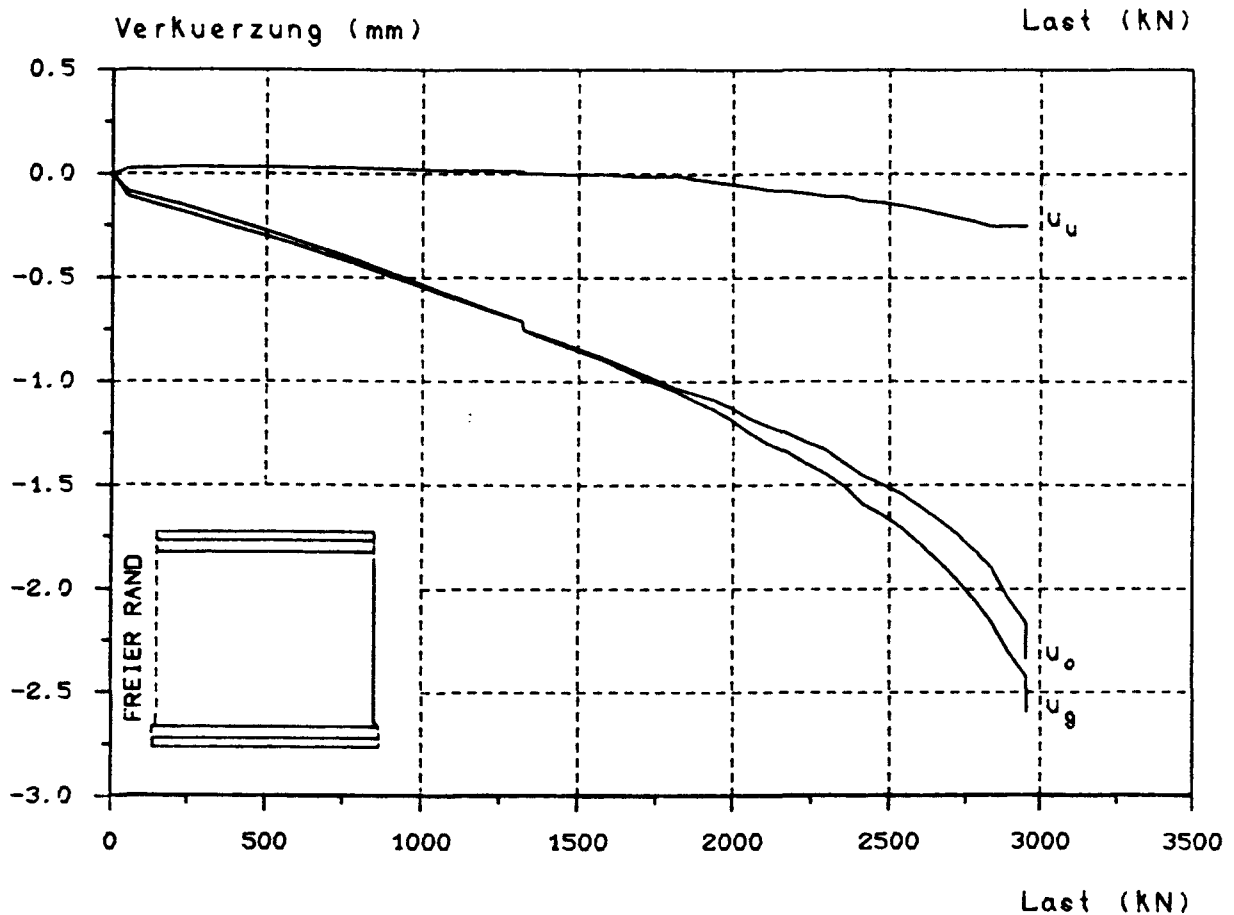
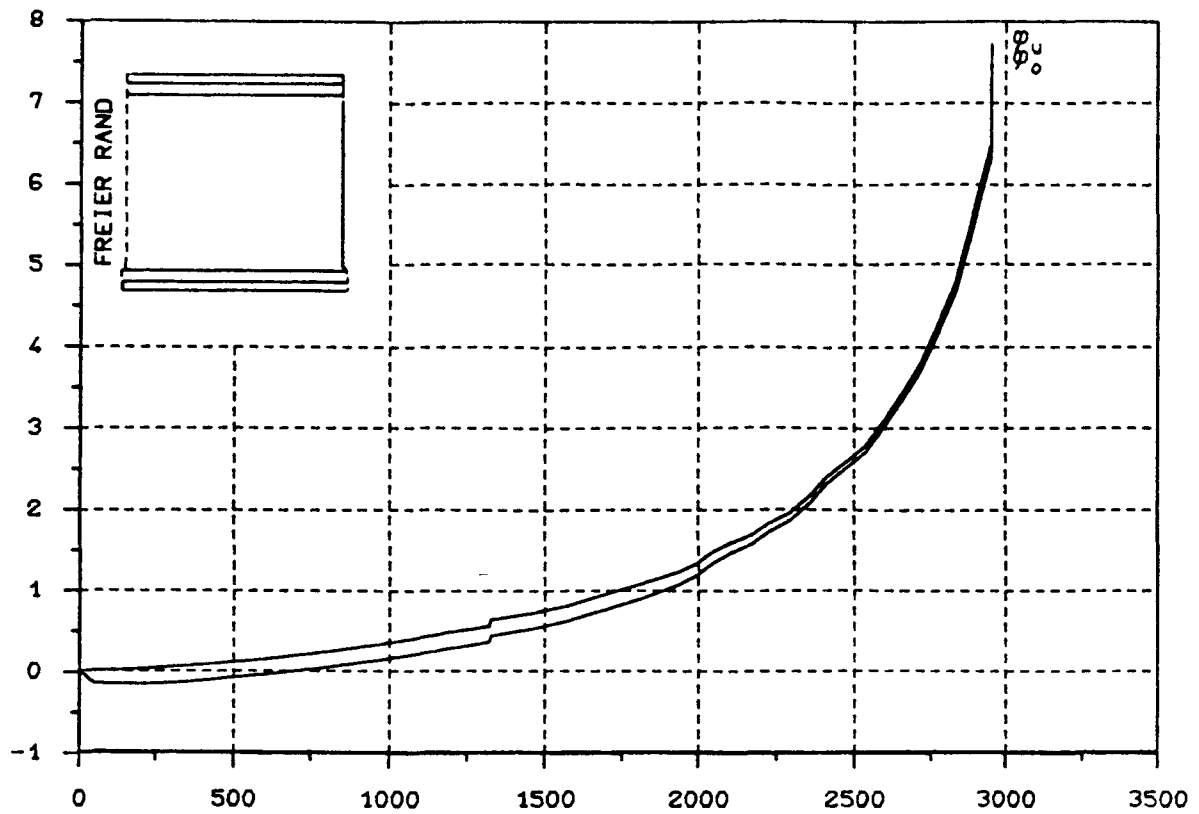
Ausbiegungs - Last - Diagramm

B I L D A 258

Versuchswand W 13



Verdrehung (Absolutwert in Grad)



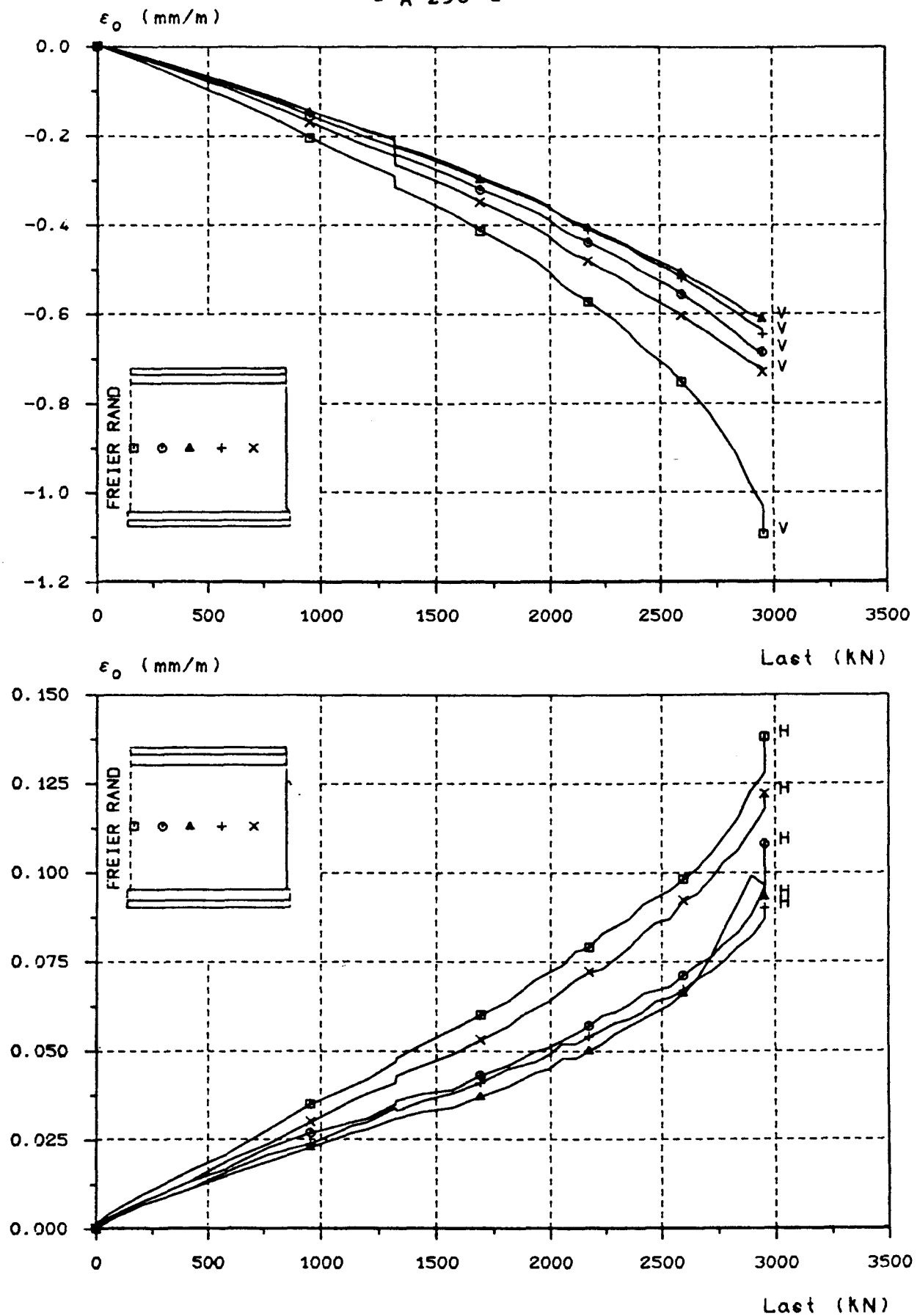
Verdrehungs-Last- bzw. Verkürzungs-Last-Diagramm

für den freien Rand

Index:  $o$  = oben,  $u$  = unten,  $g$  = gesamt

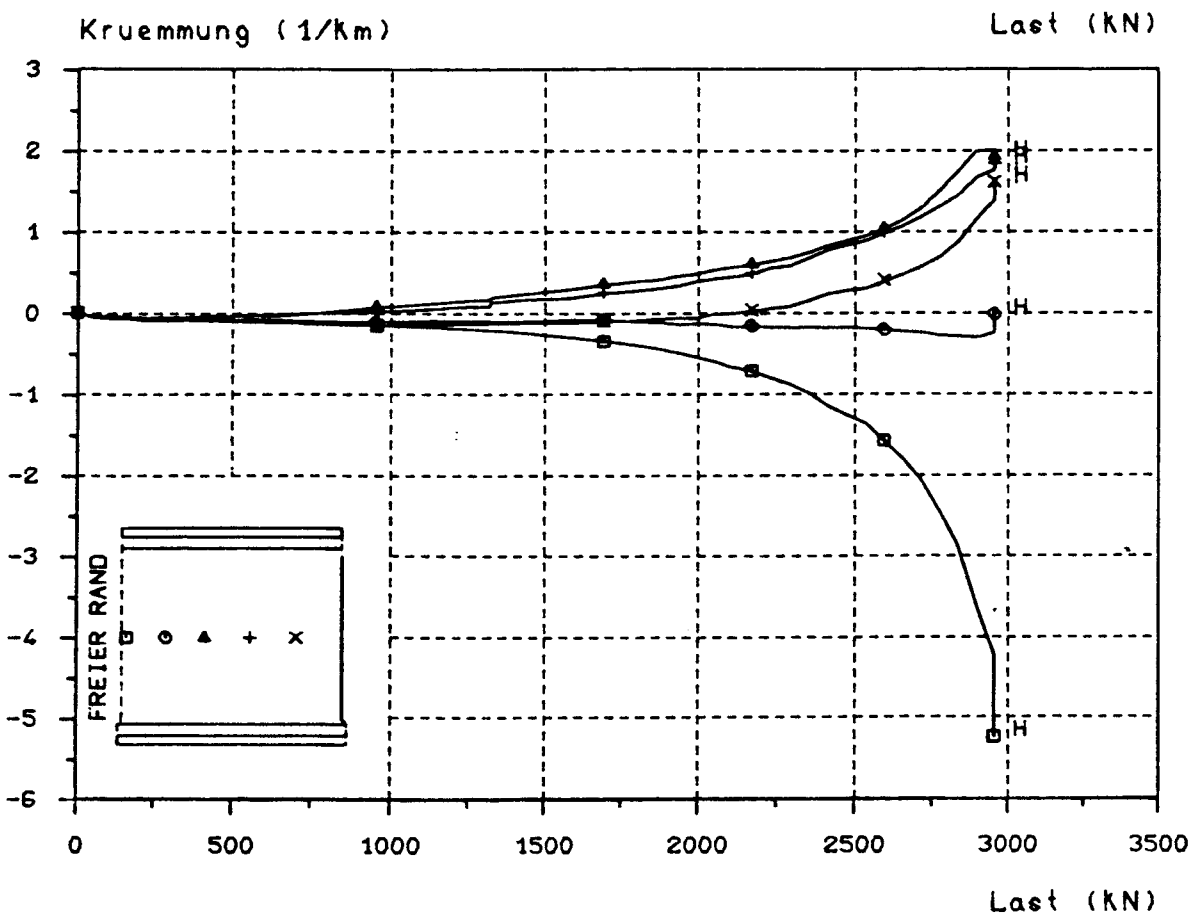
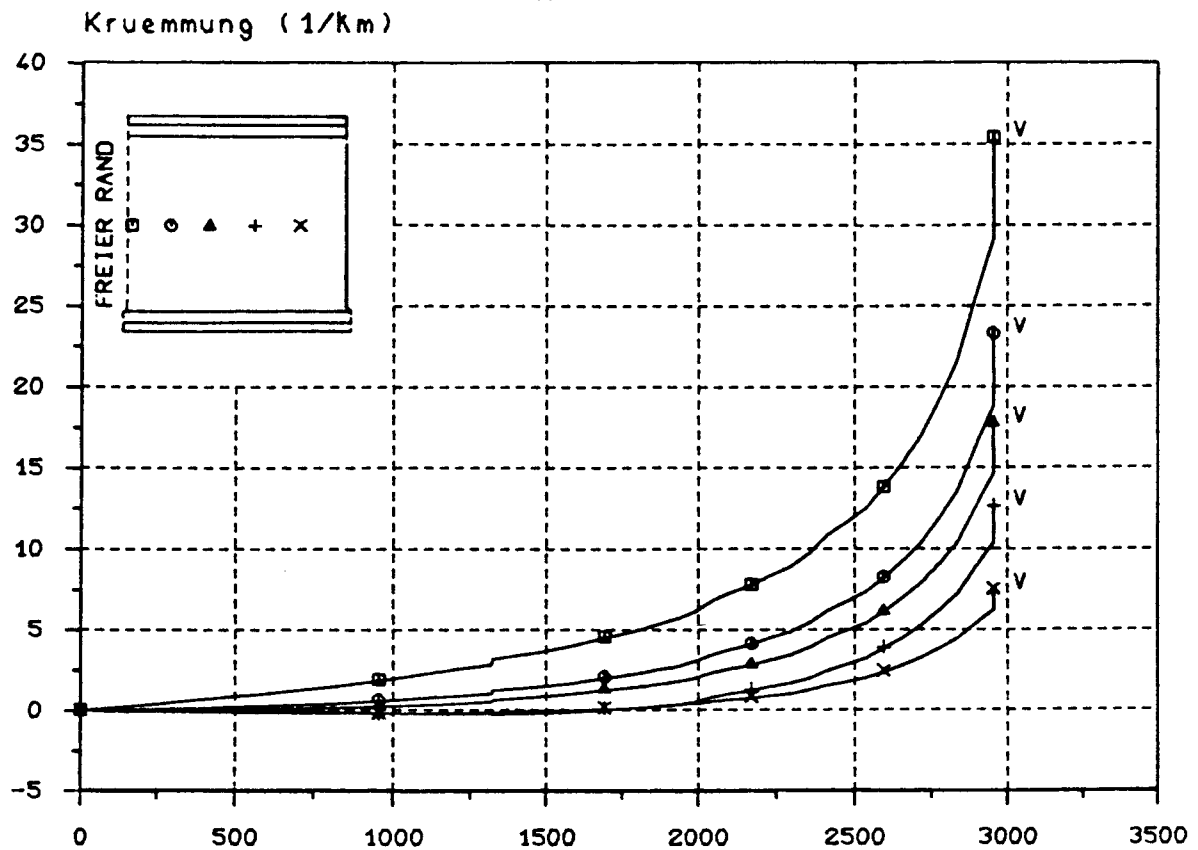
B I L D A 259

Versuchswand W 13



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal



V e r s u c h s w a n d    W 14

4-seitig gelagert

d            = 84,1 mm

W 14/1:     $e_K/d$     = 0,1

W 14/2:     $e_K/d$     = 0,2

B e t o n

Alter      = 37 Tage

$\beta_{WVD}$      = 39,7    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_p$         = 33,4    N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$        = 3,62    N/mm<sup>2</sup>

E-Modul   = 29,2    kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

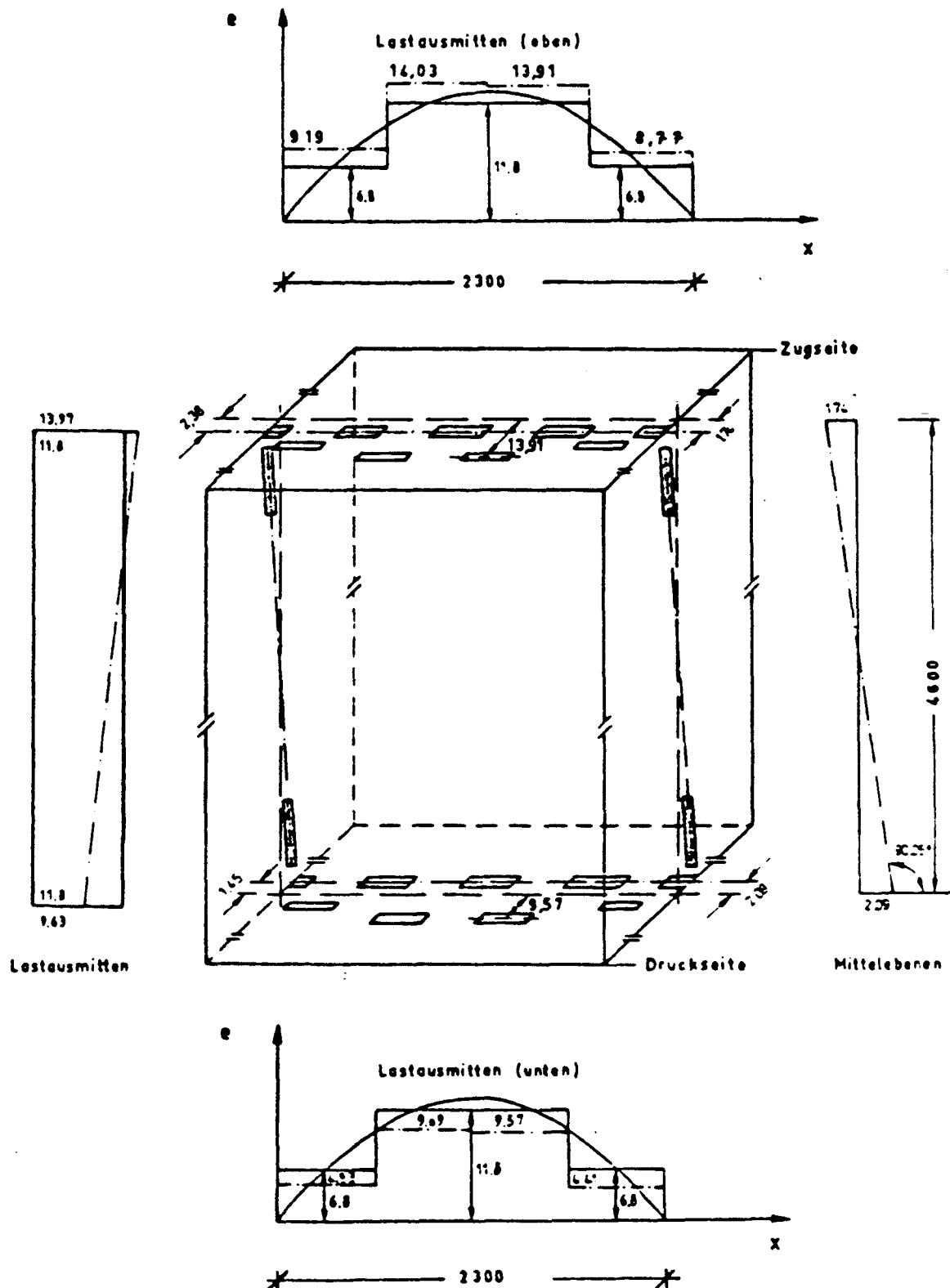
unbewehrt

E r g e b n i s s e

W 14/1:    bei F      = 2,962 MN abgebrochen

W 14/2:    tot  $F_u$     = 2,563 MN





S o l l- und I s t-Mittlebenen (Maße in mm)

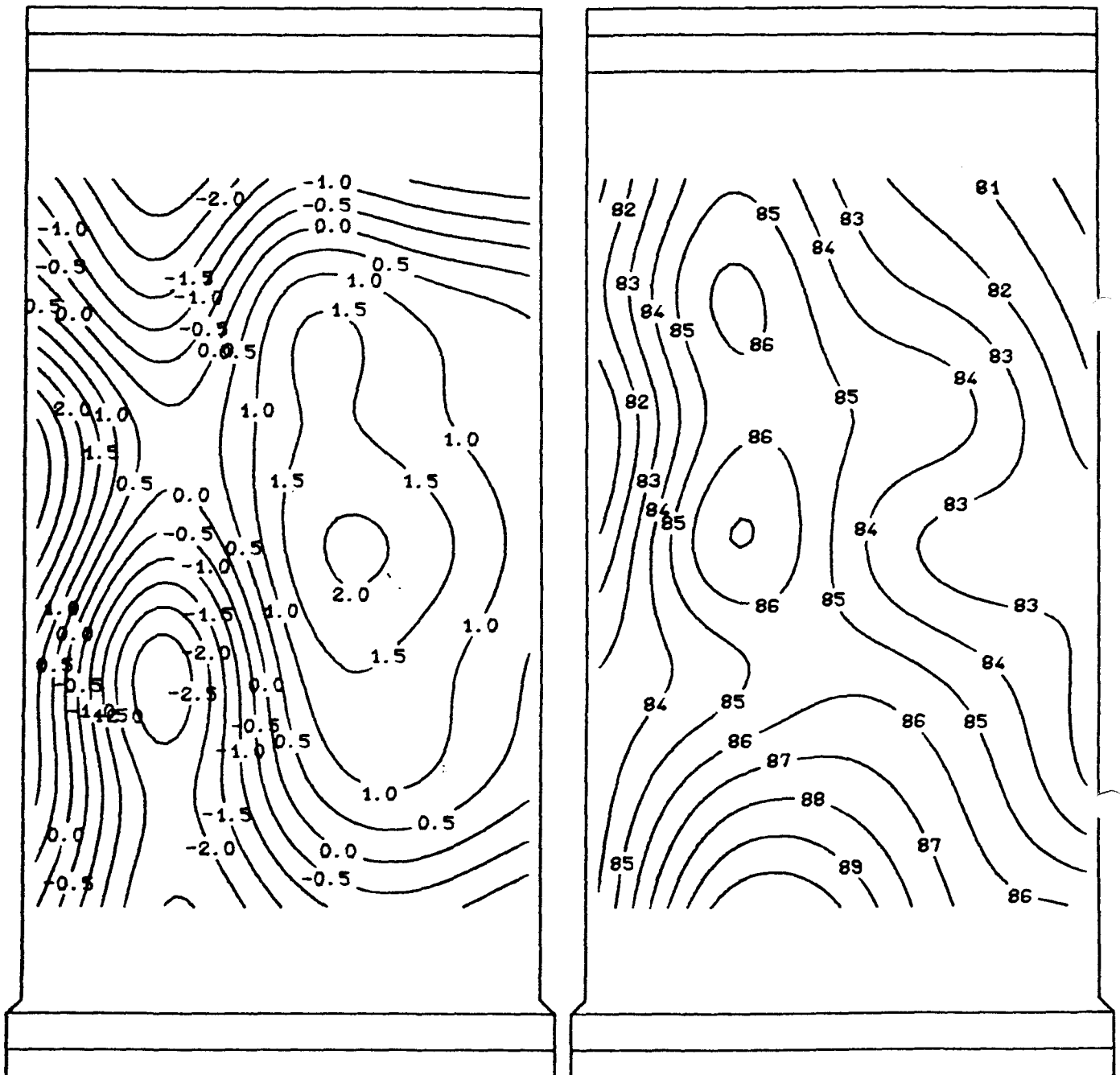
B I L D A 262

Versuchswand W 14/1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Abweichungen der approximierten  
Mittlebene von der Mittelfläche

Linien gleicher Wanddicke



W a n d t o p o l o g i e

Bei der Ausführung zugrunde gelegte Mittlebene (Ist)

B I L D   A 263

Versuchswand W 14/1

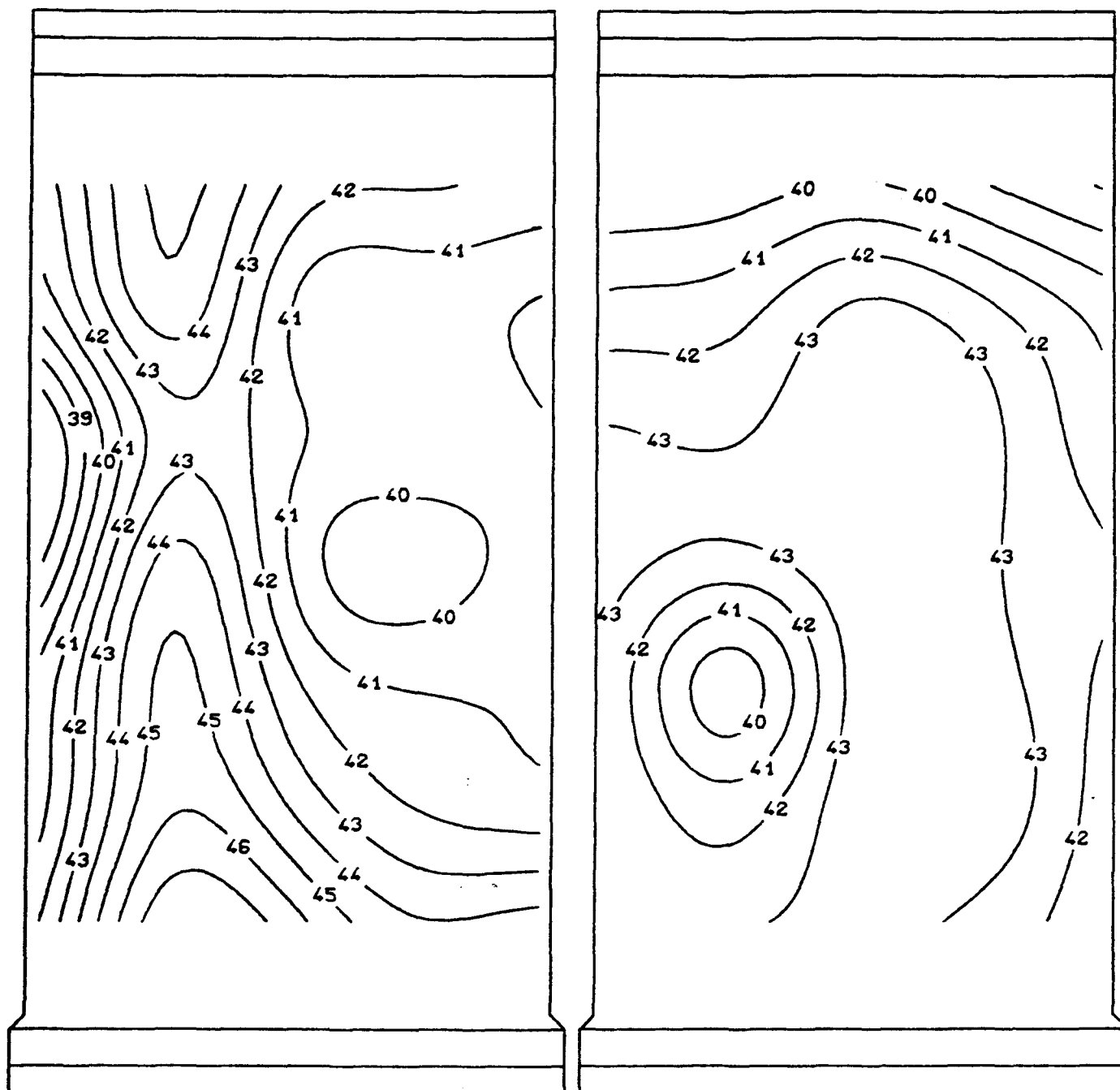


# Ansicht der Druckseite

Abstand des Zugrandes

von der approximierten Mittelebene

Abstand des Druckrandes



## W a n d t o p o l o g i e

Bei der Ausführung zugrunde gelegte Mittelebene (Ist)

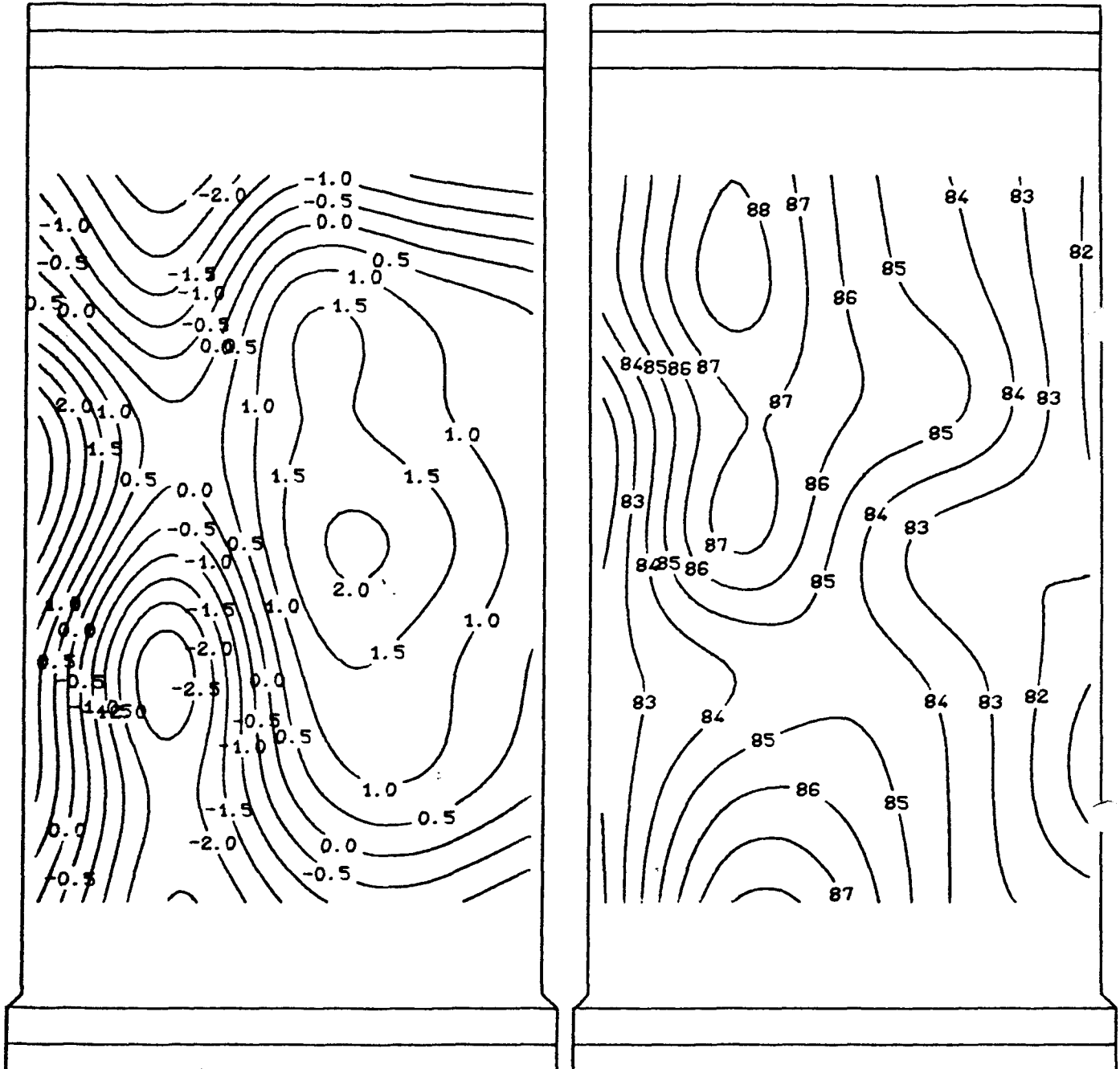
B I L D A 264

Versuchswand W 14/1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Abweichungen der approximierten  
Mittlebene von der Mittelfläche

Linien gleicher Wanddicke



W a n d t o p o l o g i e

Bestapproximierte Mittlebene (Soll)

B I L D   A 265

Versuchswand W 14/1

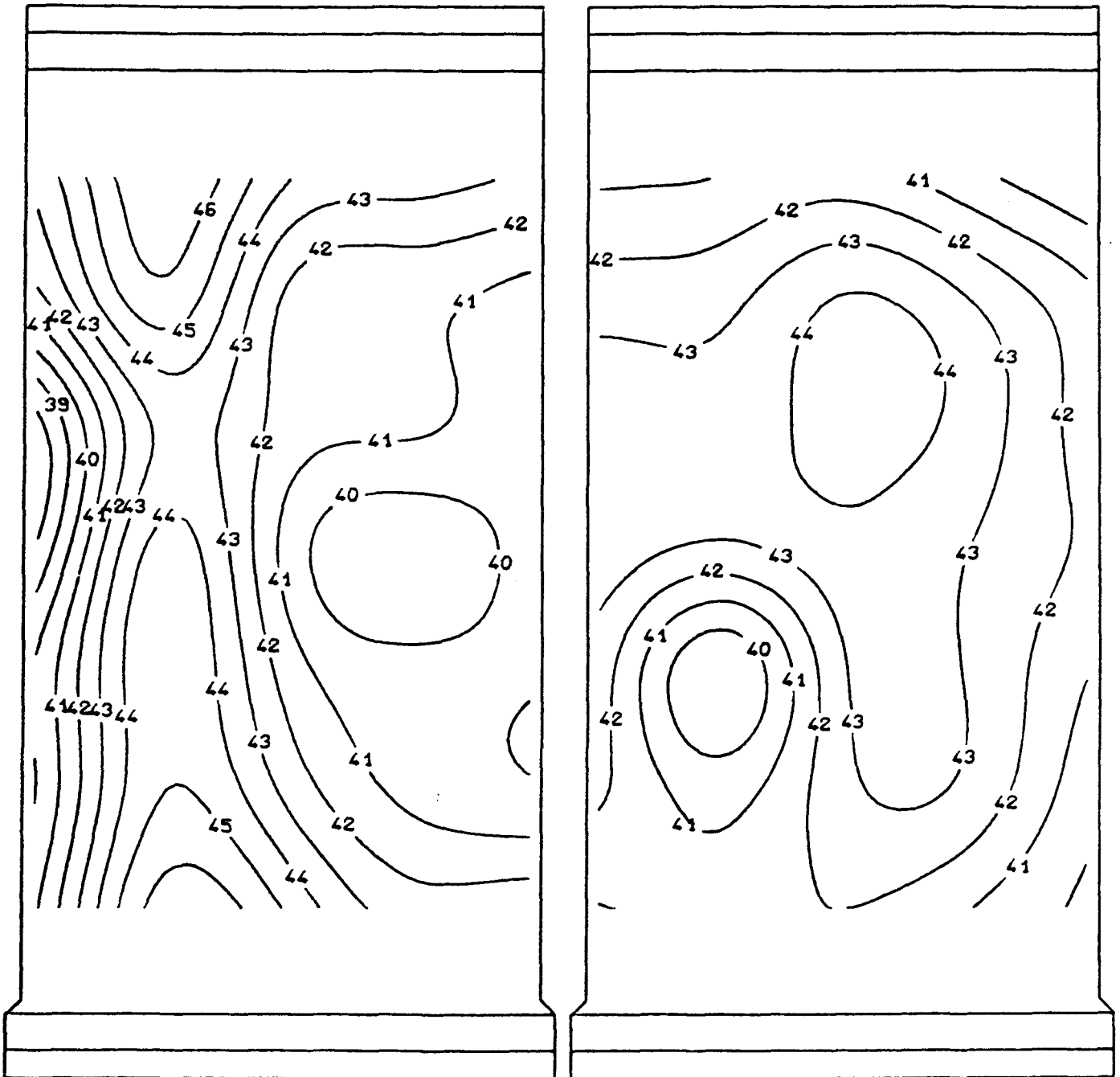
A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Abstand des Zugrandes

von der approximierten Mittelebene

Abstand des Druckrandes

von der approximierten Mittelebene

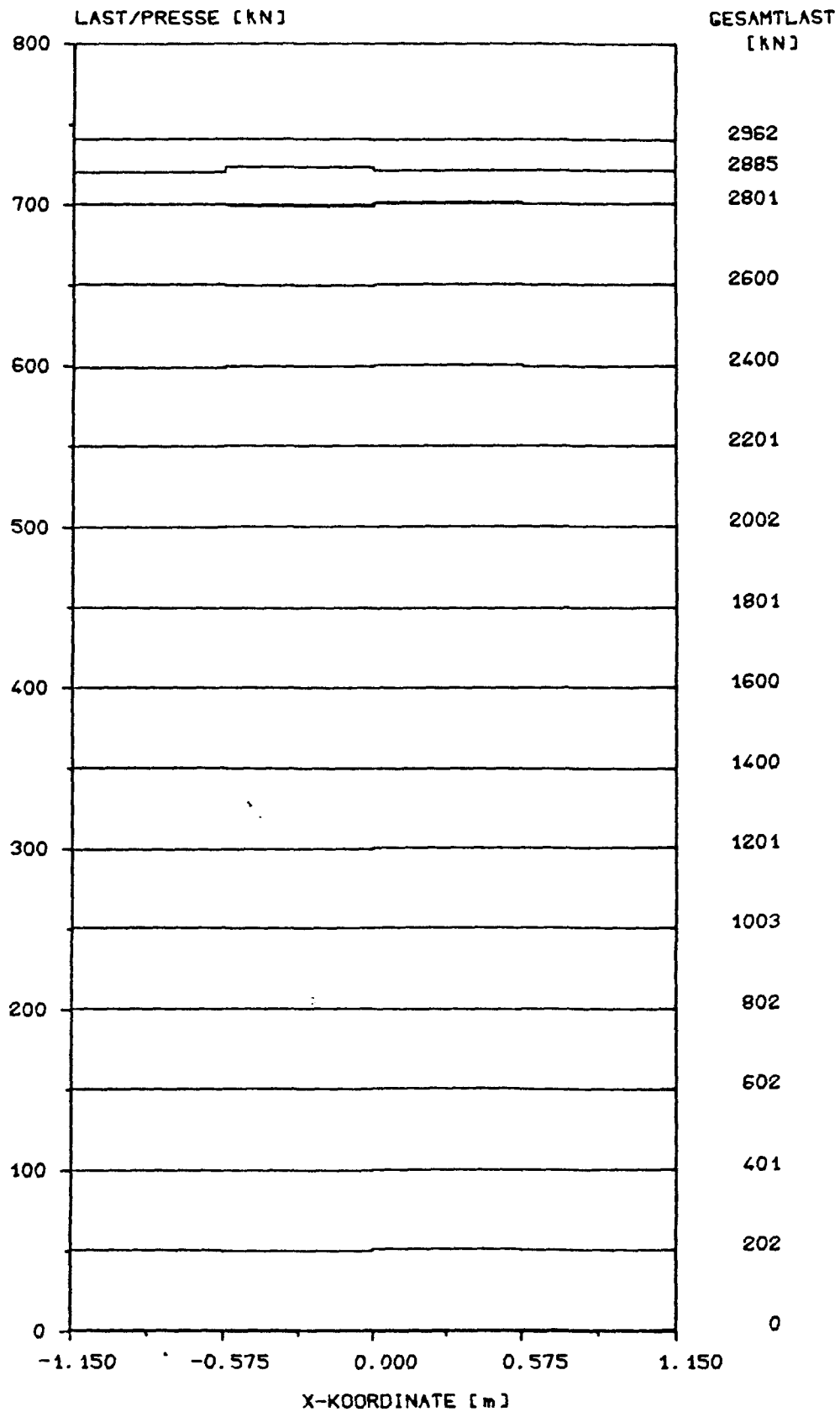


W a n d t o p o l o g i e

Bestapproximierte Mittelebene (Soll)

B I L D   A 266

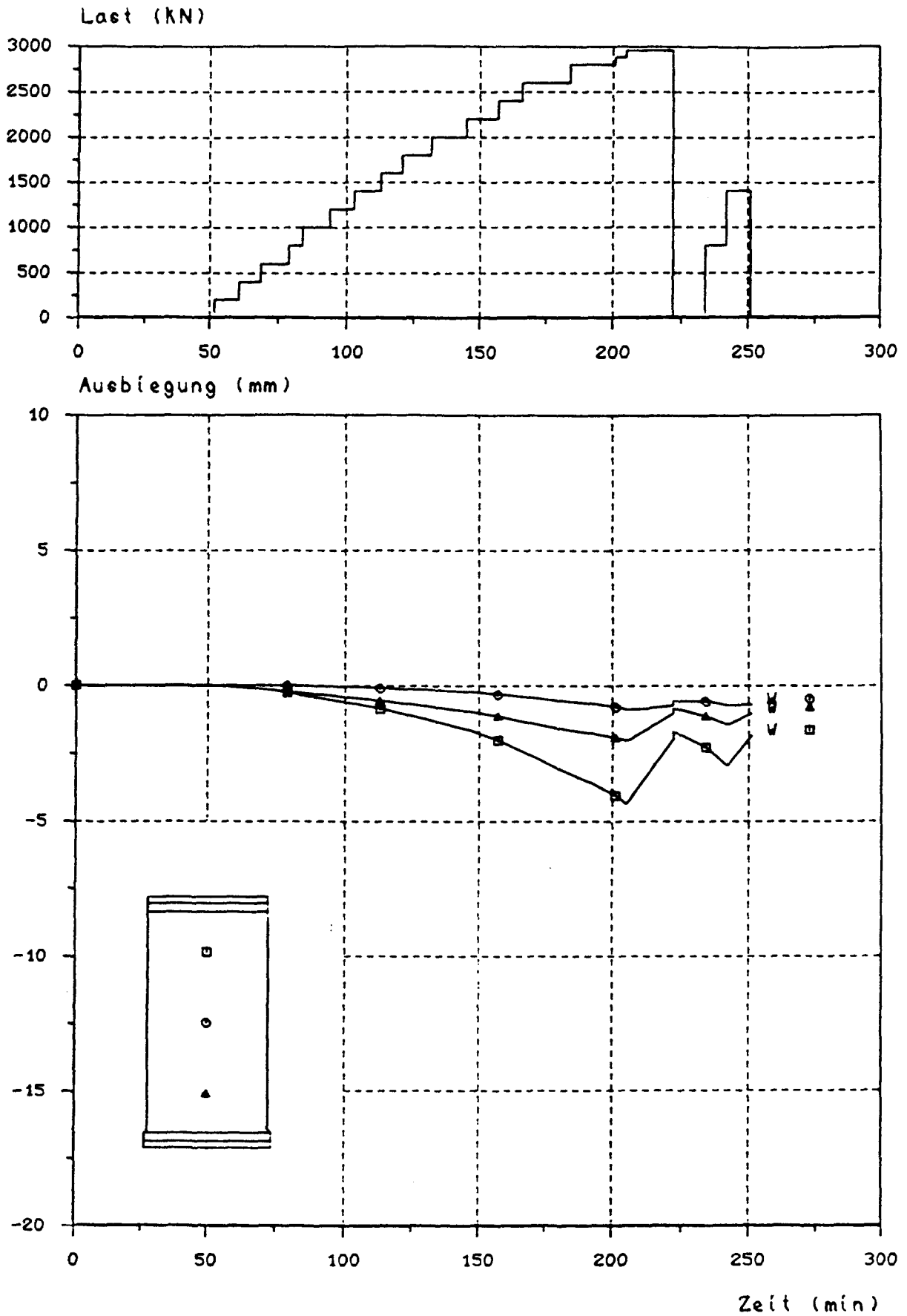
Versuchswand W 14/1



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 267

Versuchswand W 14/1



L a s t - Z e i t - b z w . V e r f o r m u n g s - Z e i t - D i a g r a m m

B I L D A 268

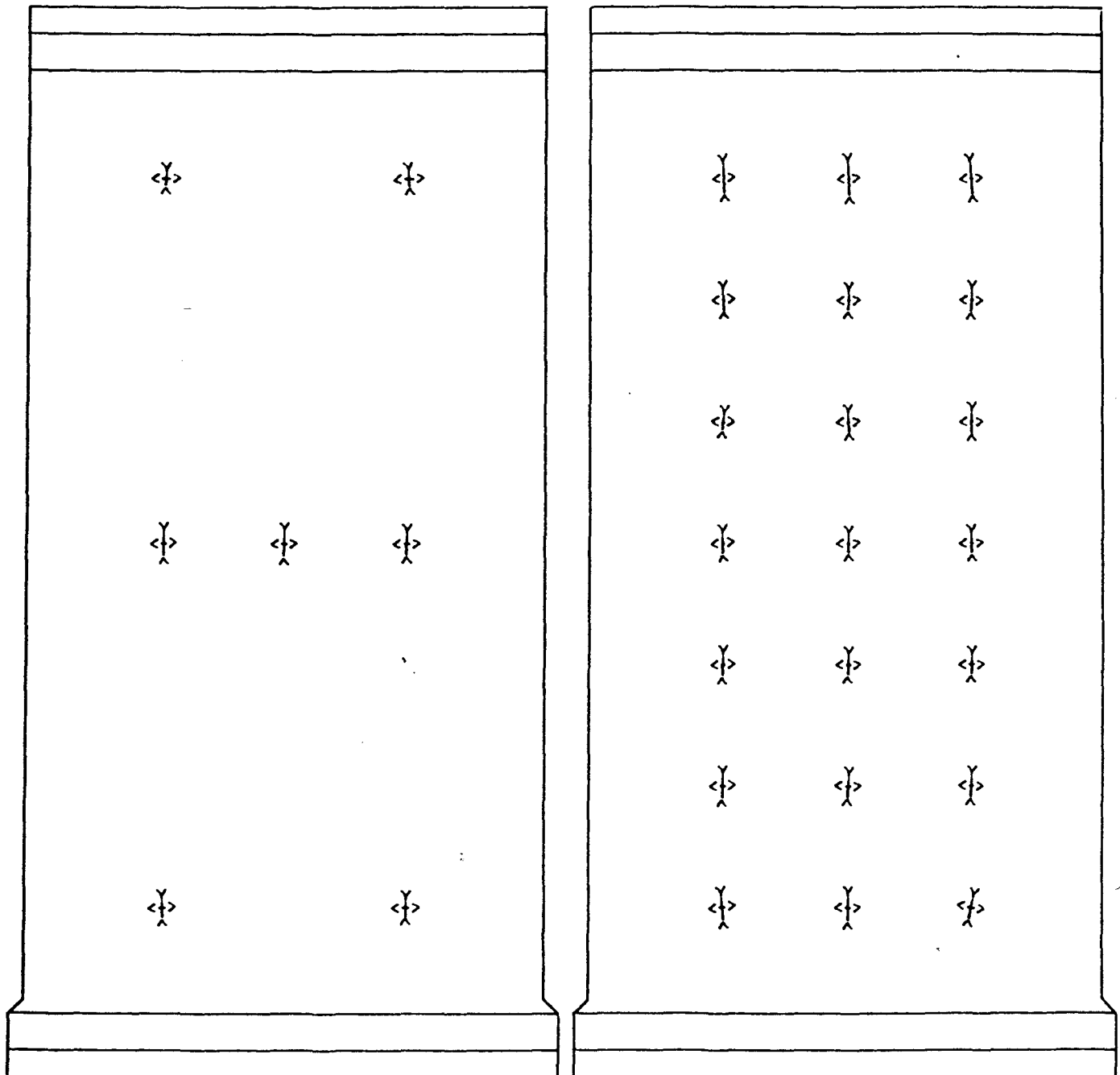
Versuchswand W 14/1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 802,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m 0 1 2 3

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D A 269

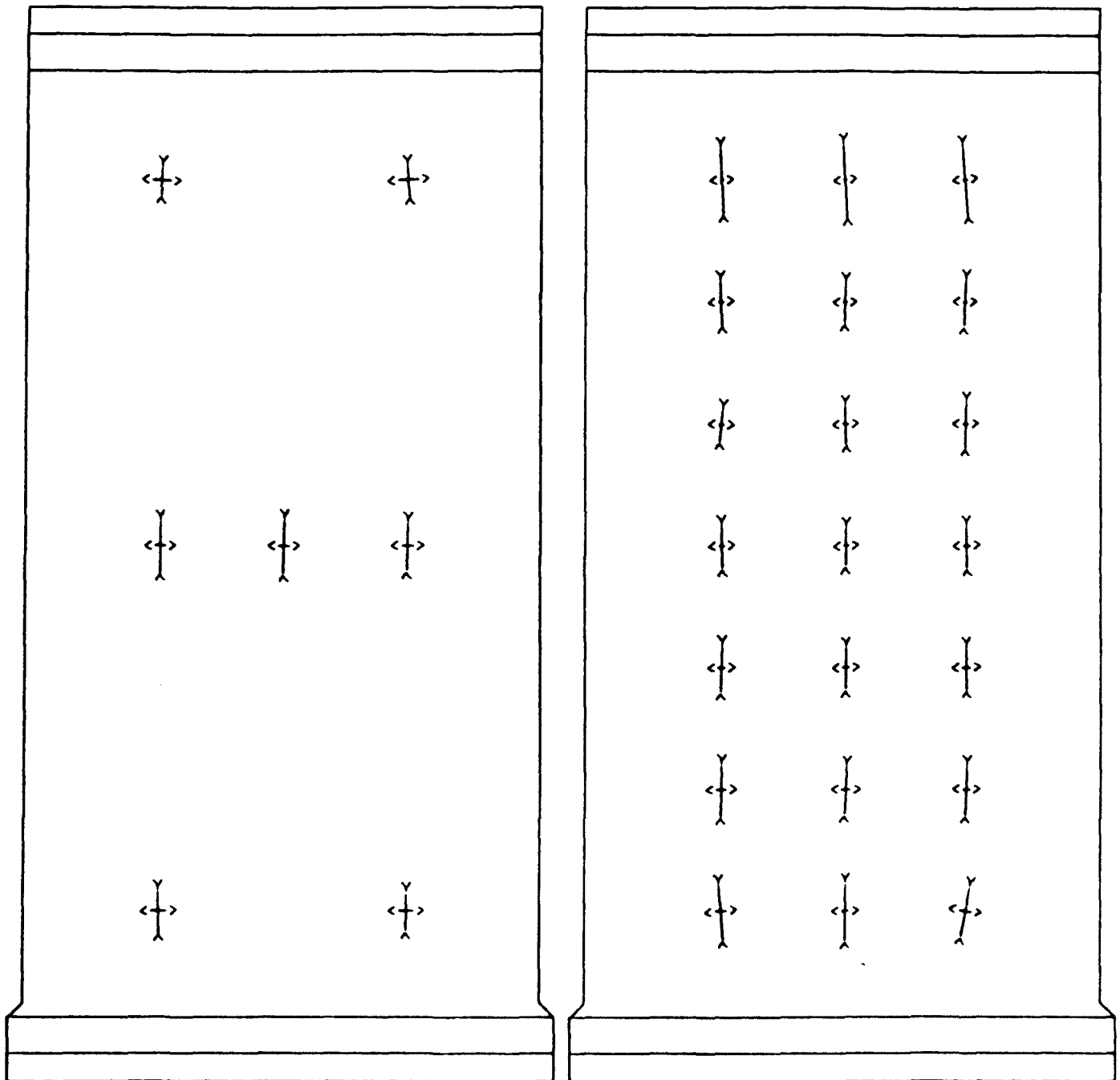
Versuchswand W 14/1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 1600,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m 0 1 2 3

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 270

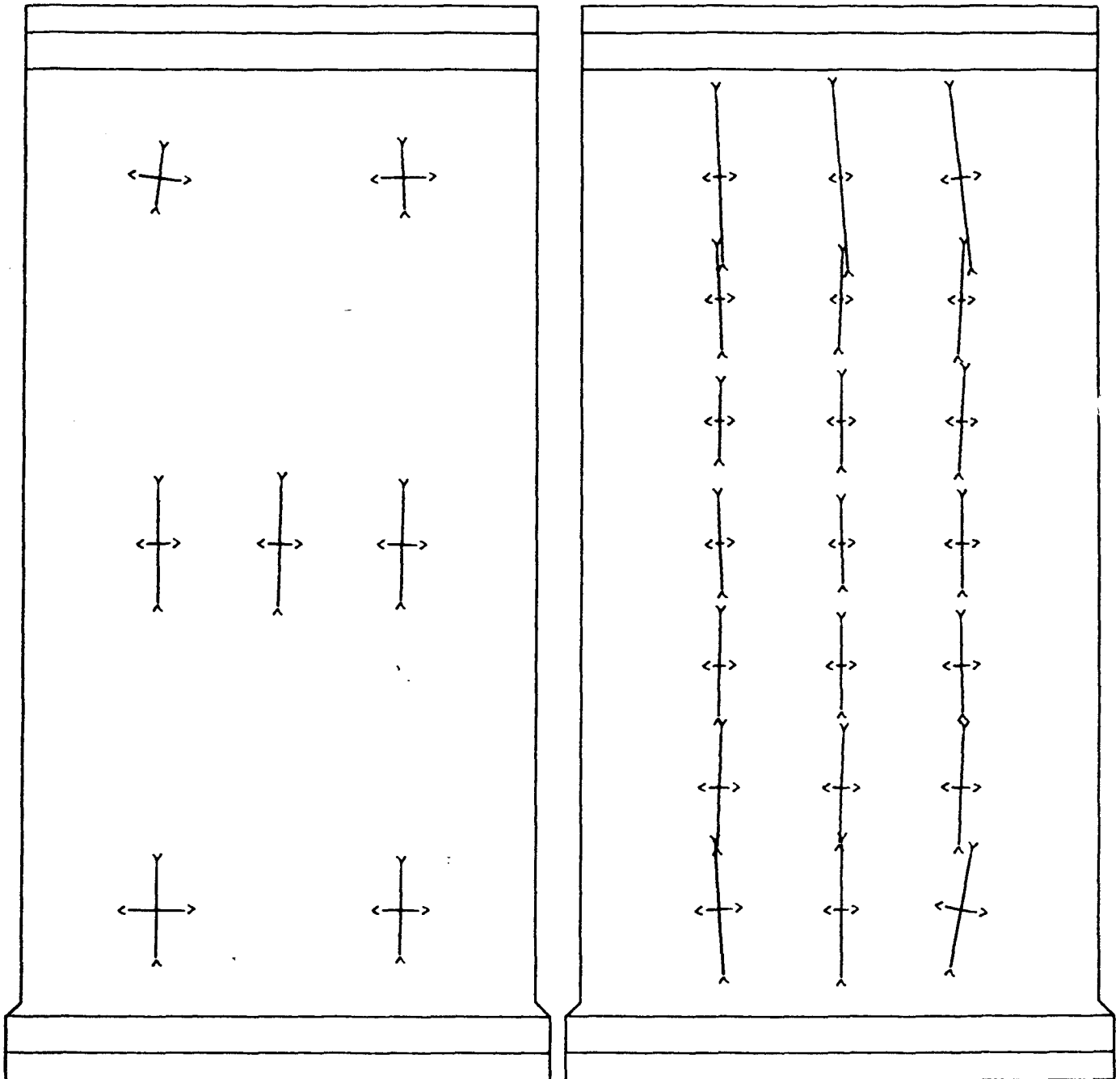
Versuchswand W 14/1

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 2802,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m 0 1 2 3

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 271

Versuchswand W 14/1

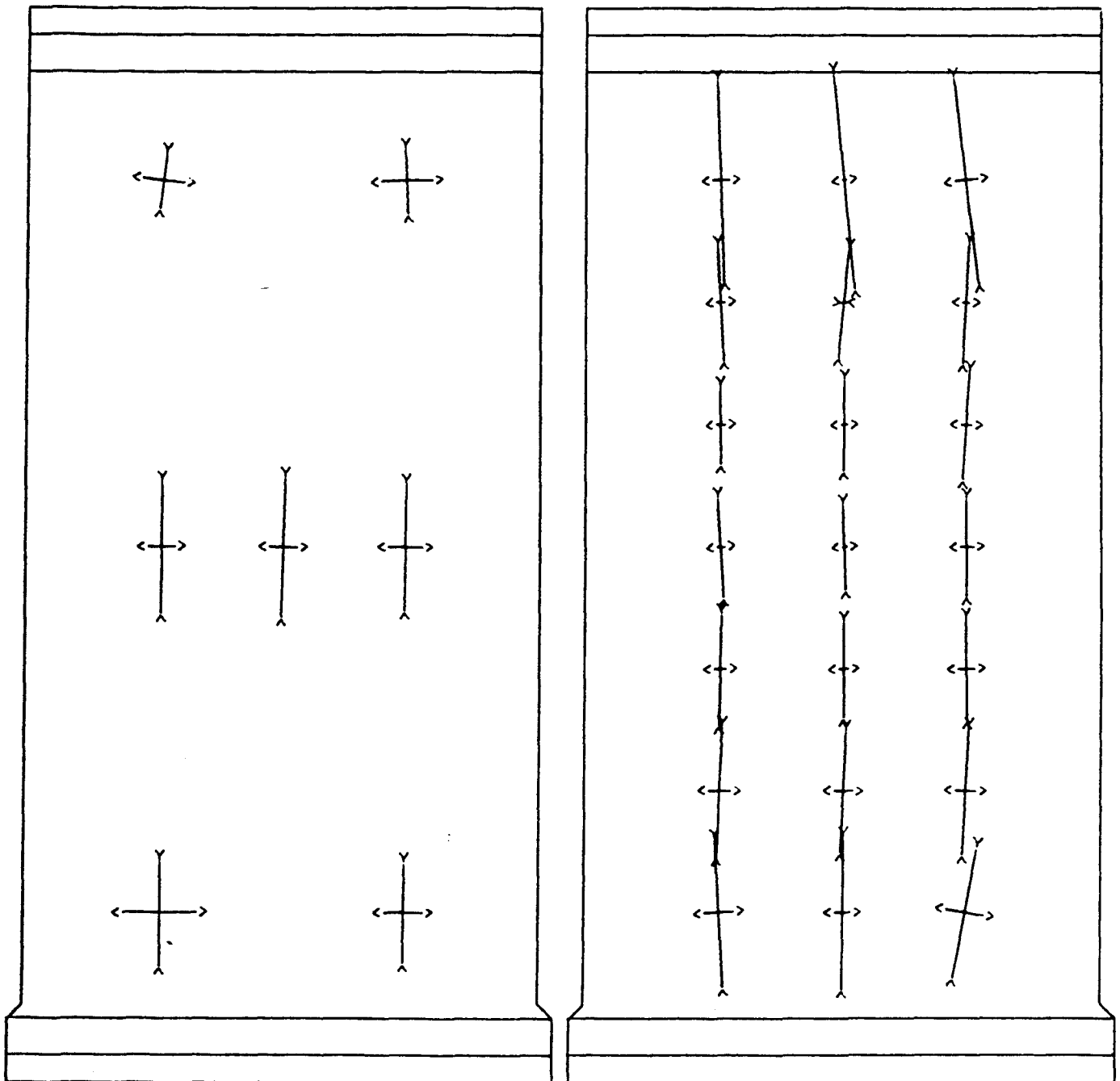


A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 2962,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 272

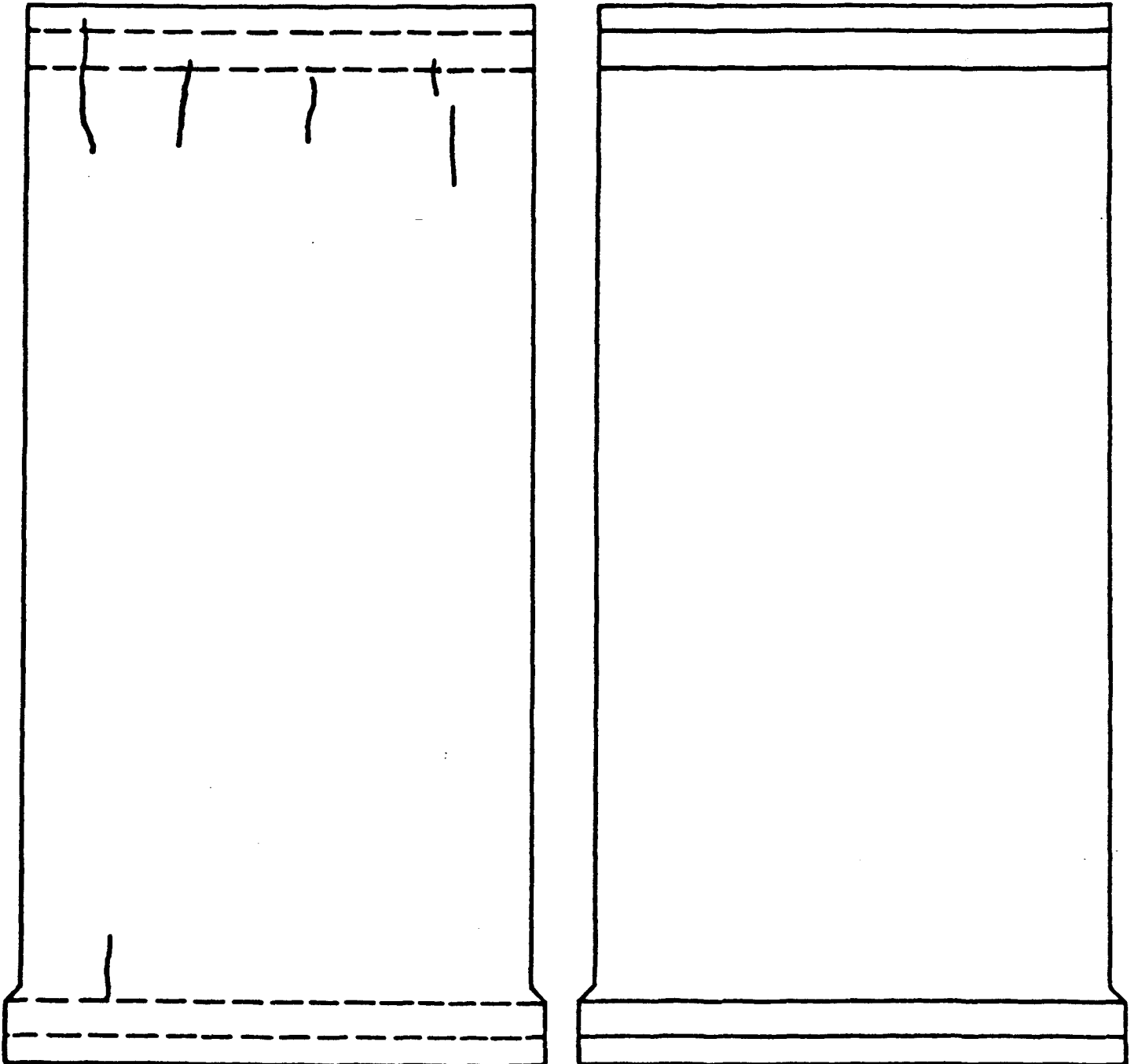
Versuchswand W 14/1



A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Druckseite

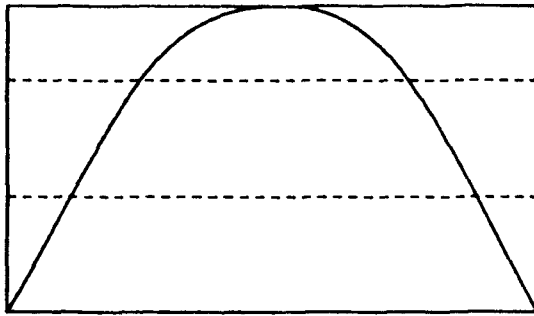


R i B b i l d e r

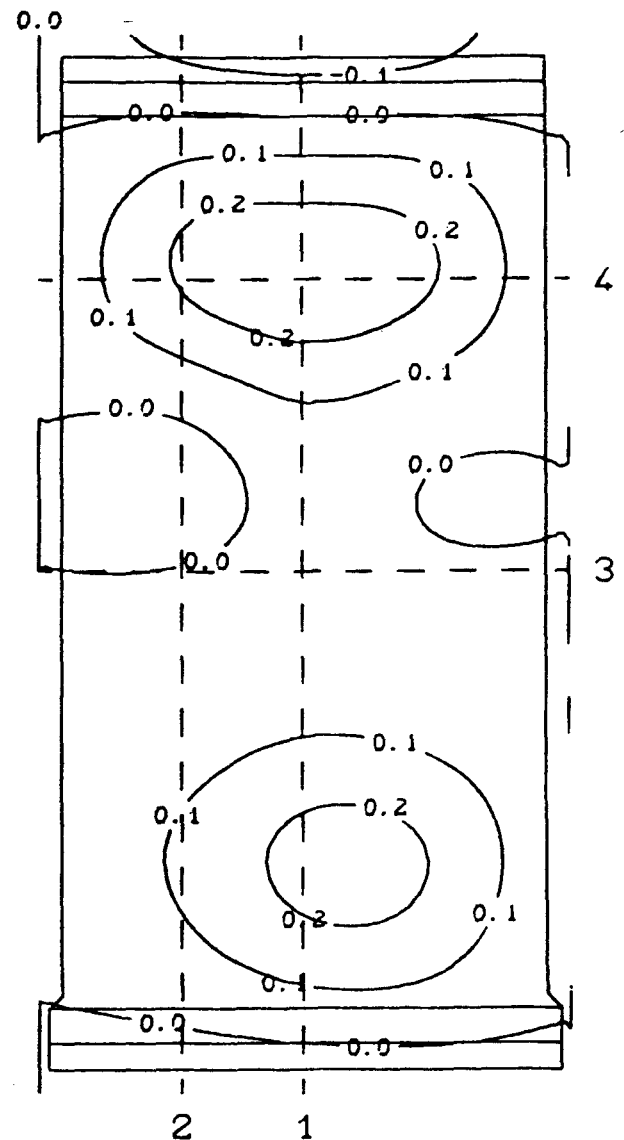
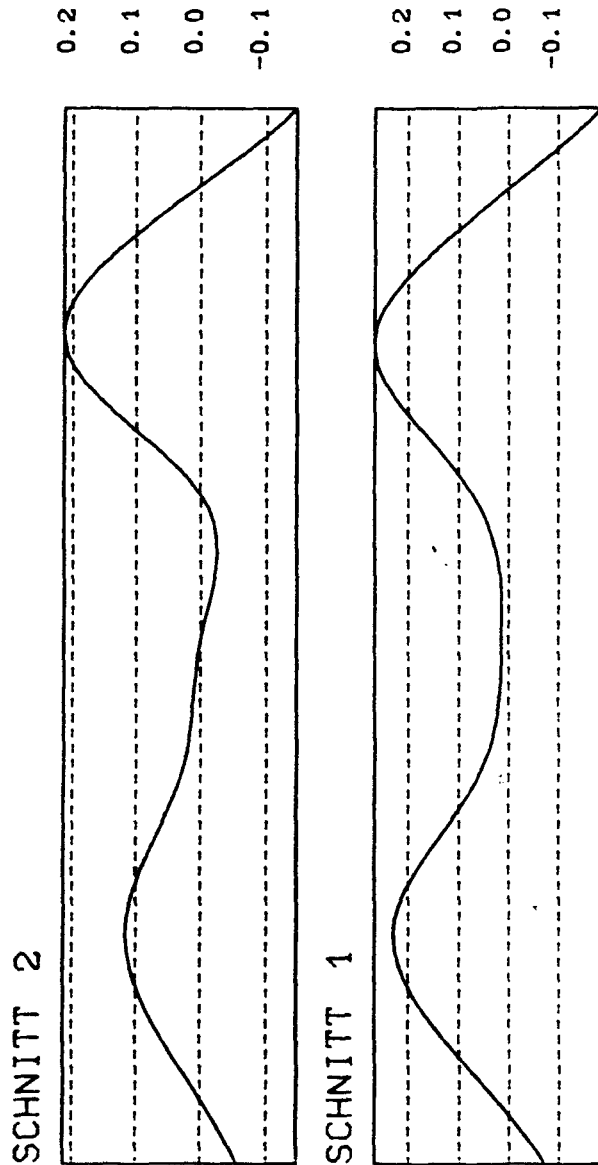
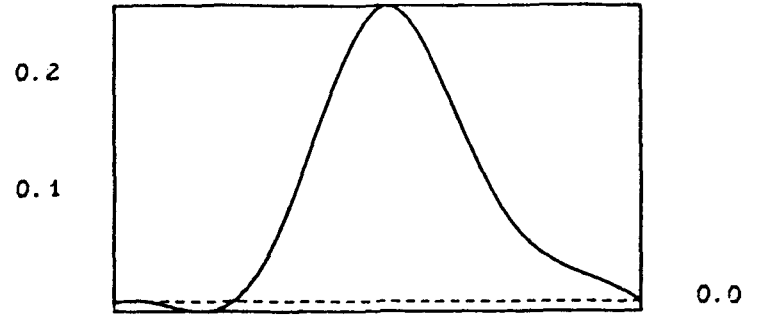
B I L D   A 273

Versuchswand W 14/1

SCHNITT 4



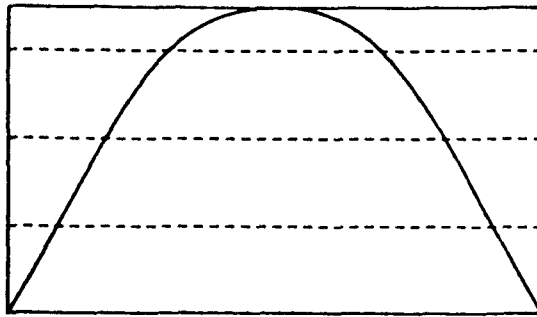
SCHNITT 3



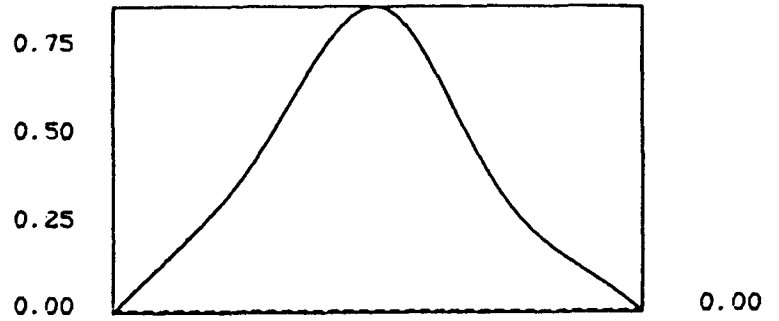
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 802,0 kN

SNITT 4

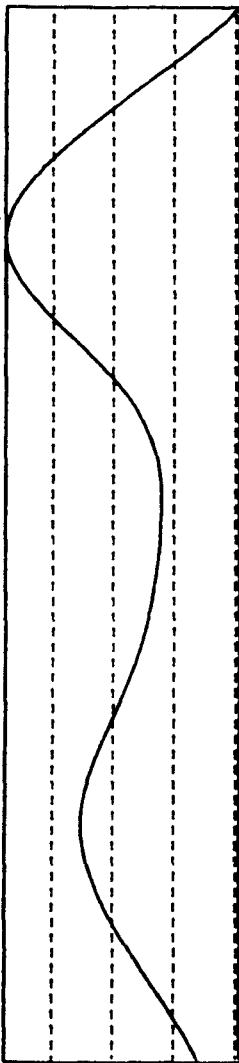


SNITT 3

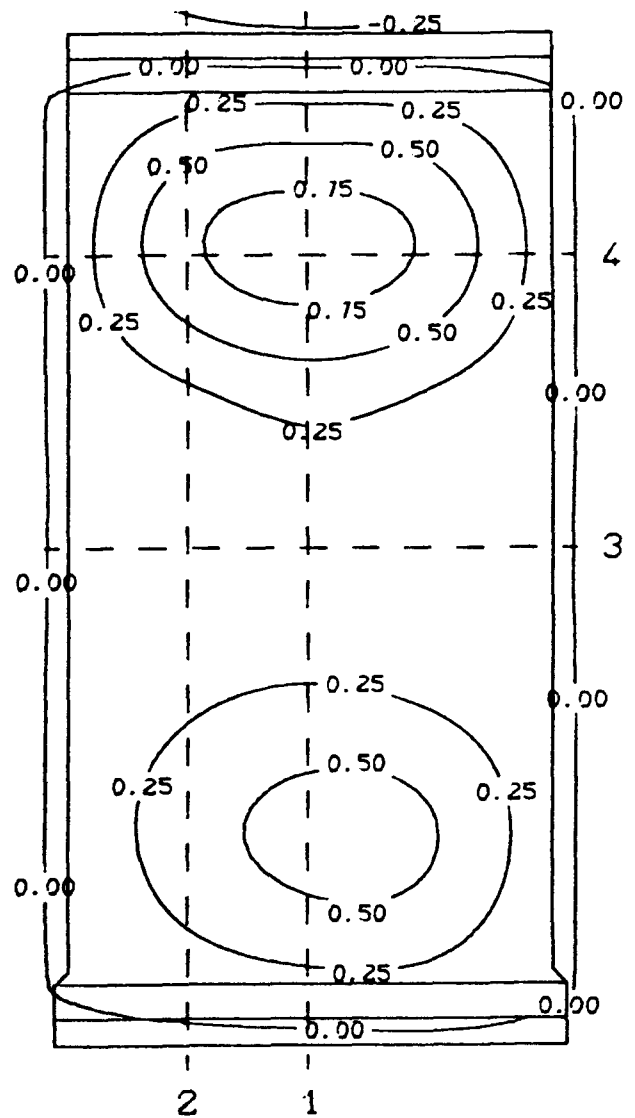
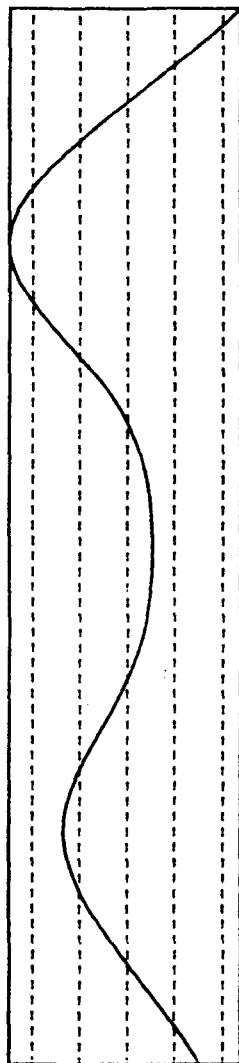


0.50 0.25 0.00 -0.25 0.75 0.50 0.25 0.00 -0.25

SNITT 2



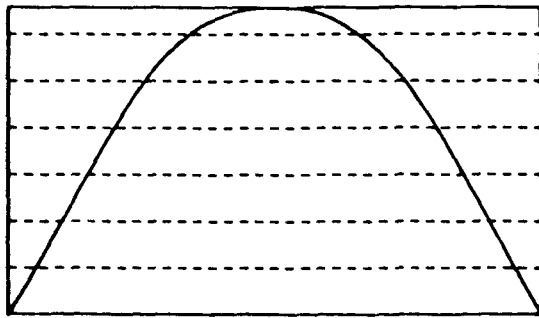
SNITT 1



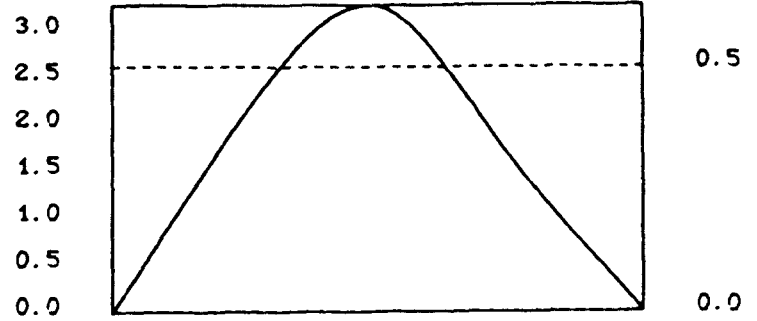
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 1600,0 kN

SCHNITT 4



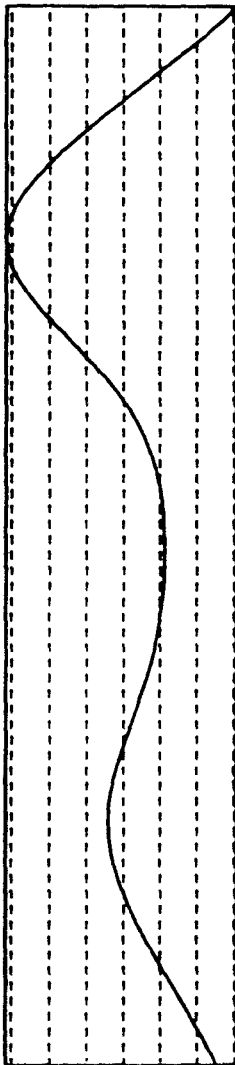
SCHNITT 3



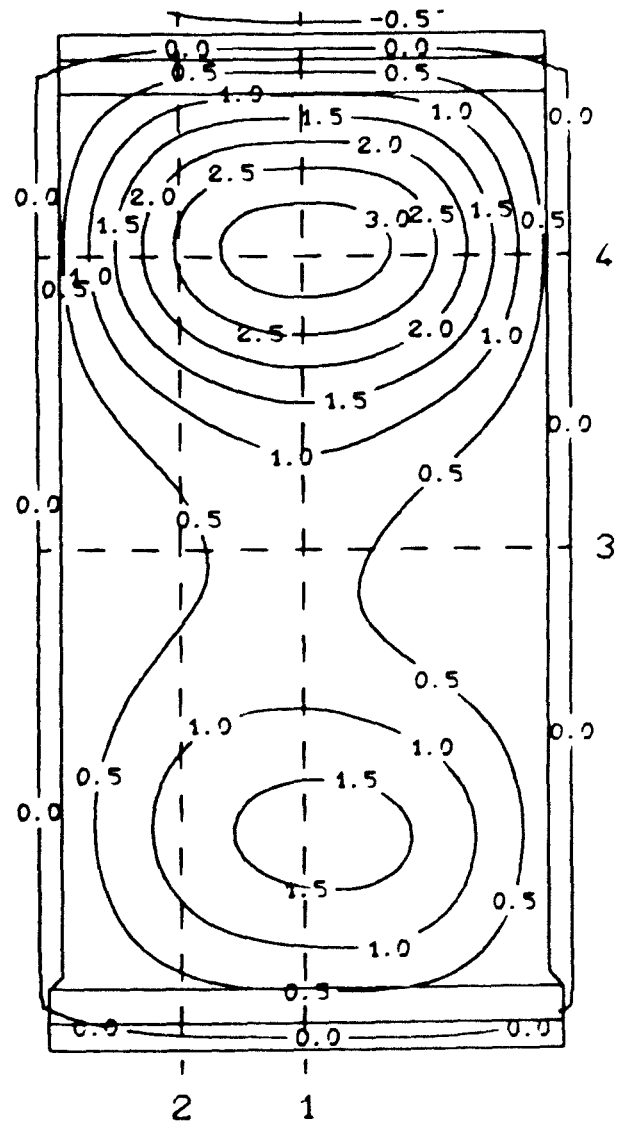
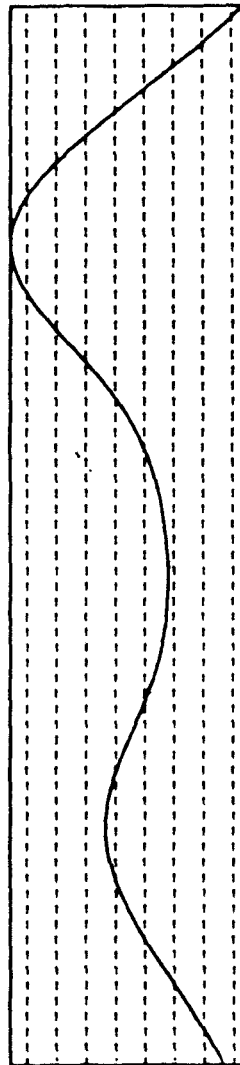
2.5  
2.0  
1.5  
1.0  
0.5  
0.0  
-0.5

3.0  
2.5  
2.0  
1.5  
1.0  
0.5  
0.0  
-0.5

SCHNITT 2



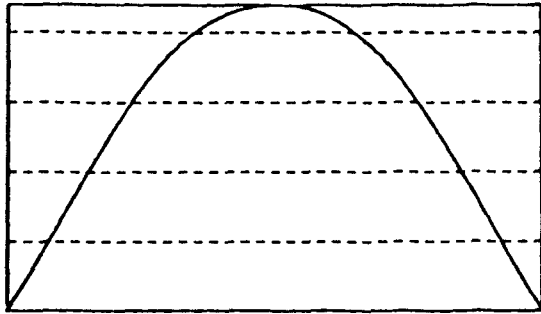
SCHNITT 1



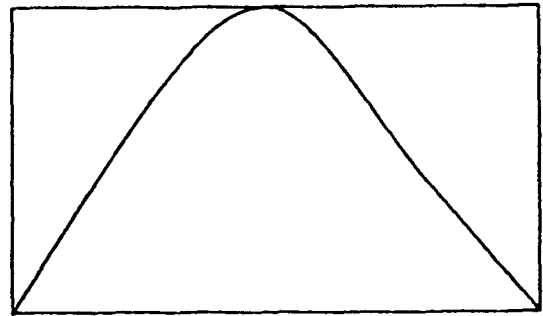
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2802,0 kN

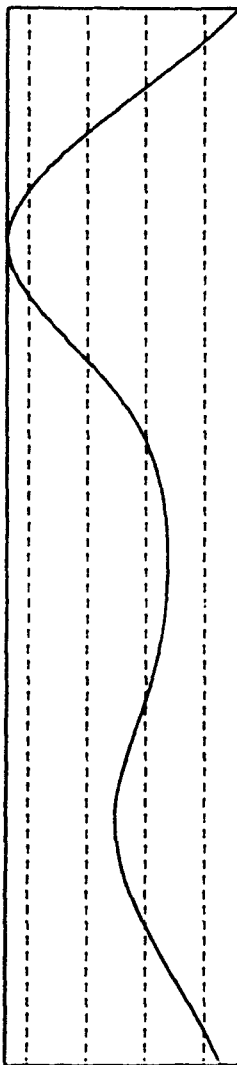
SNITT 4



SNITT 3

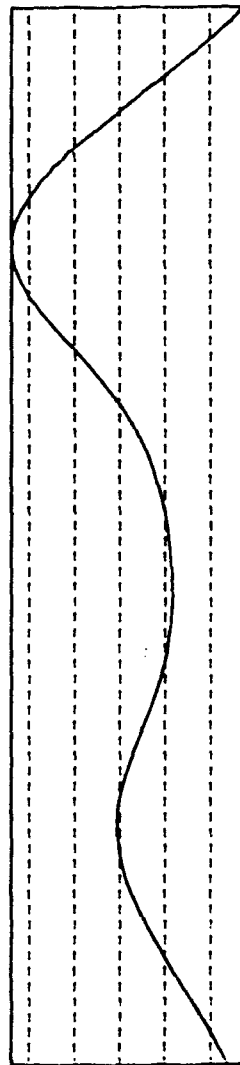


3 2 1 0

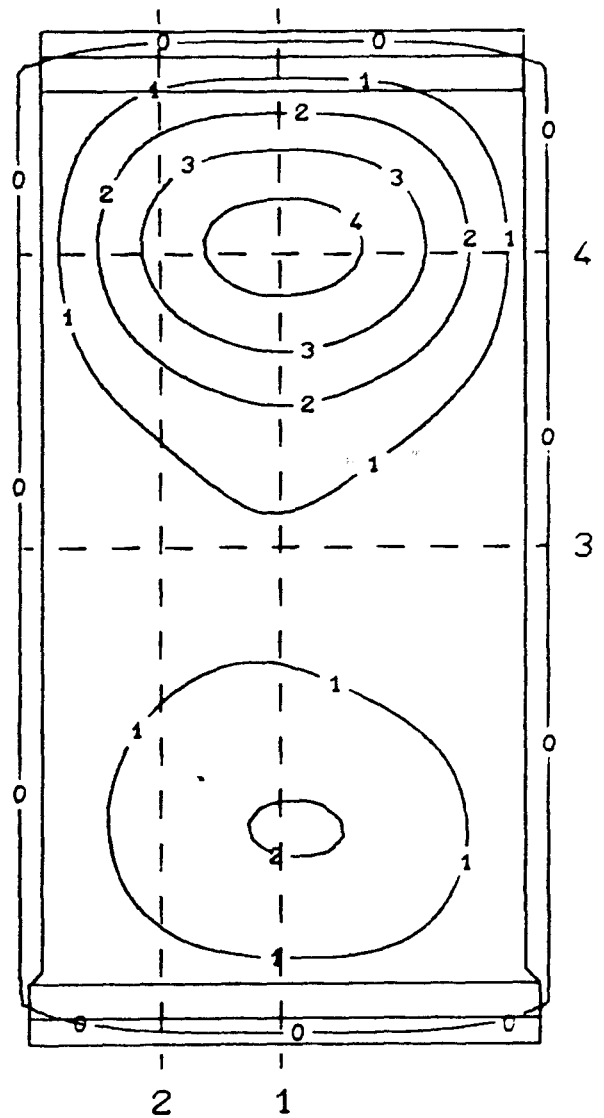


SNITT 2

4 3 2 1 0

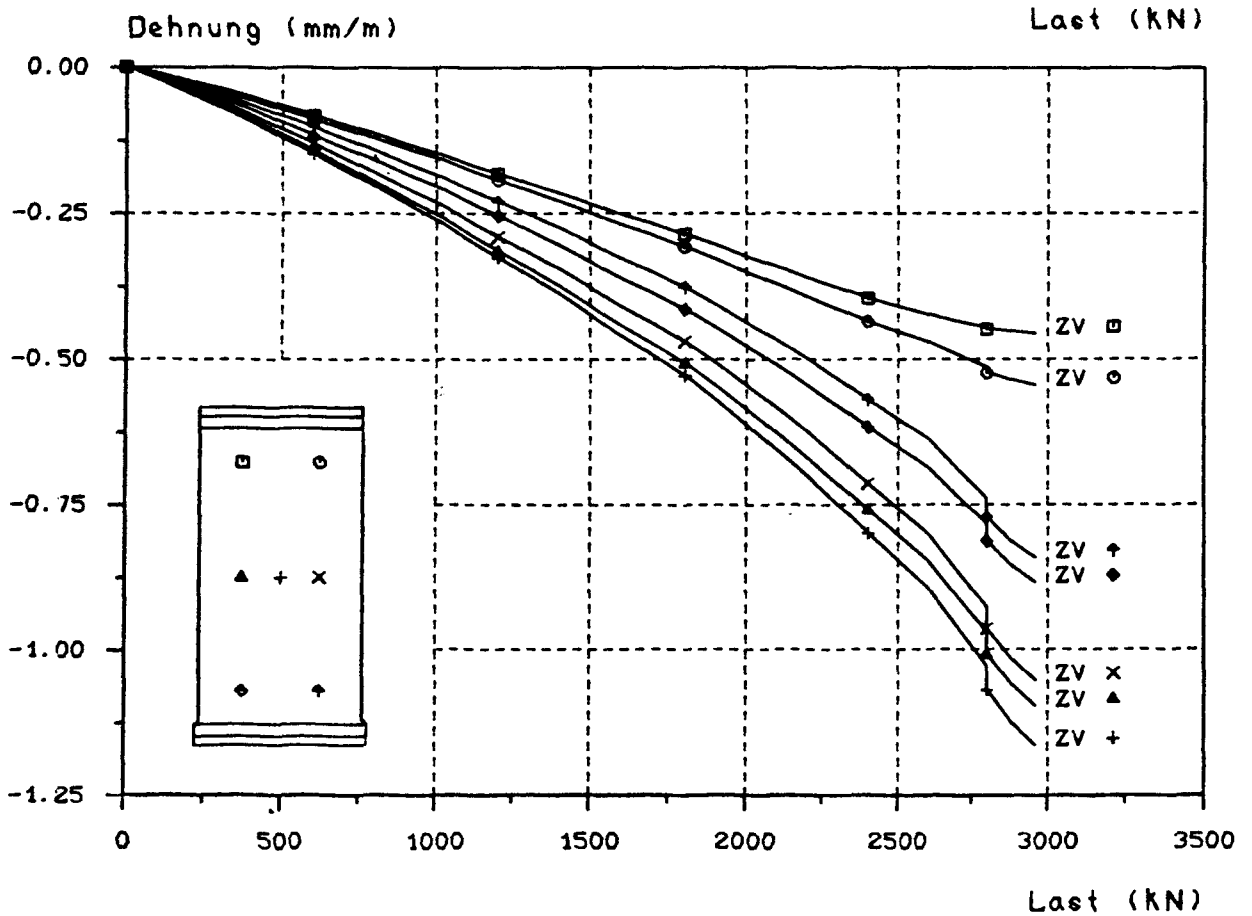
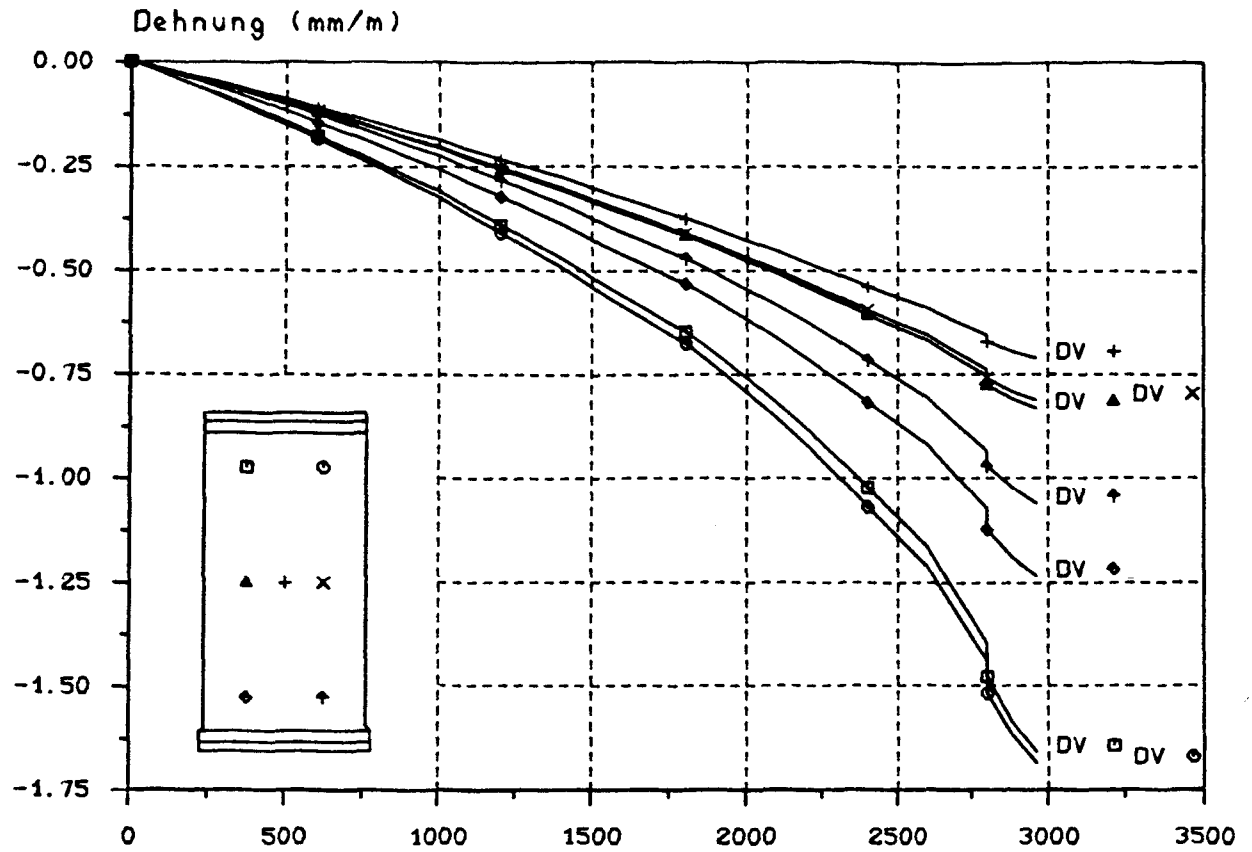


SNITT 1



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

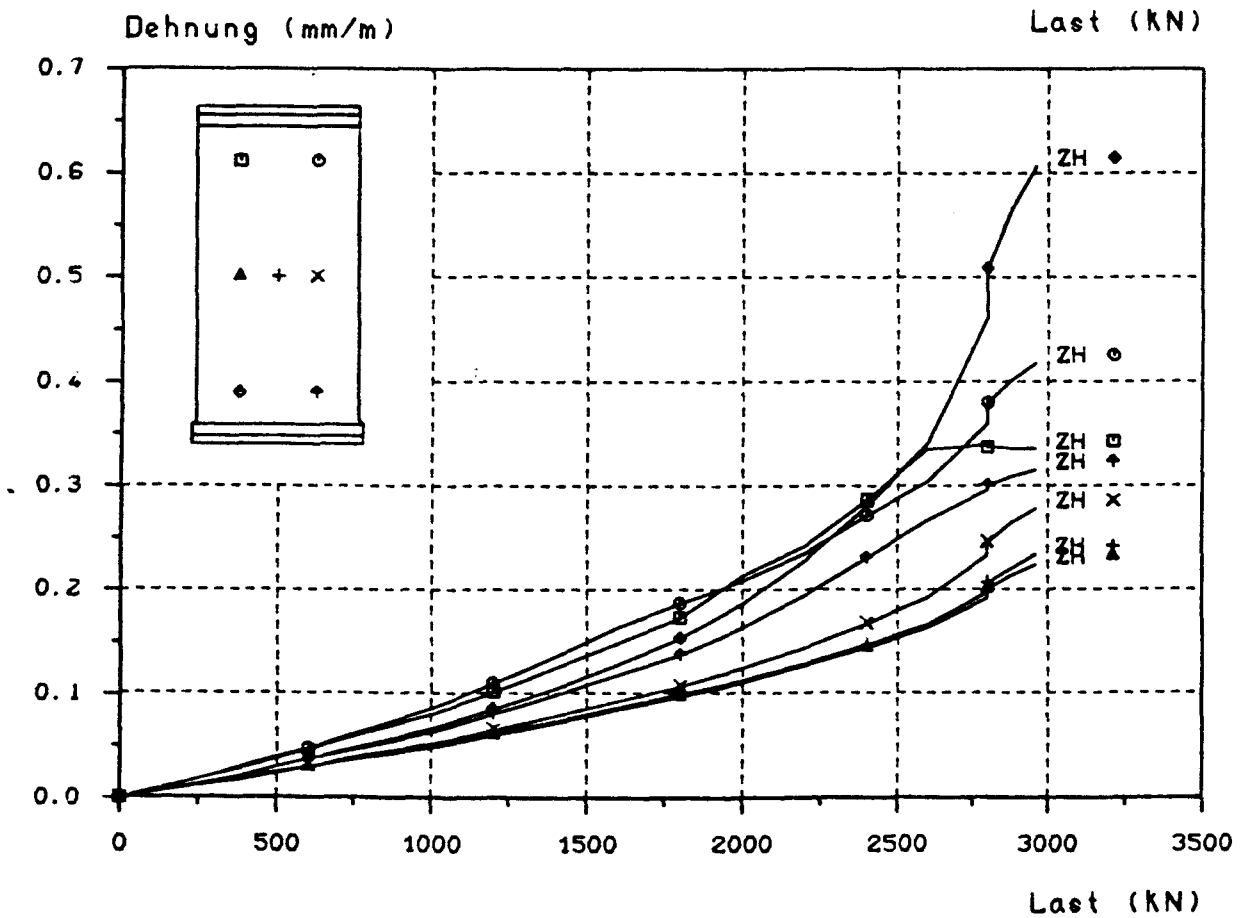
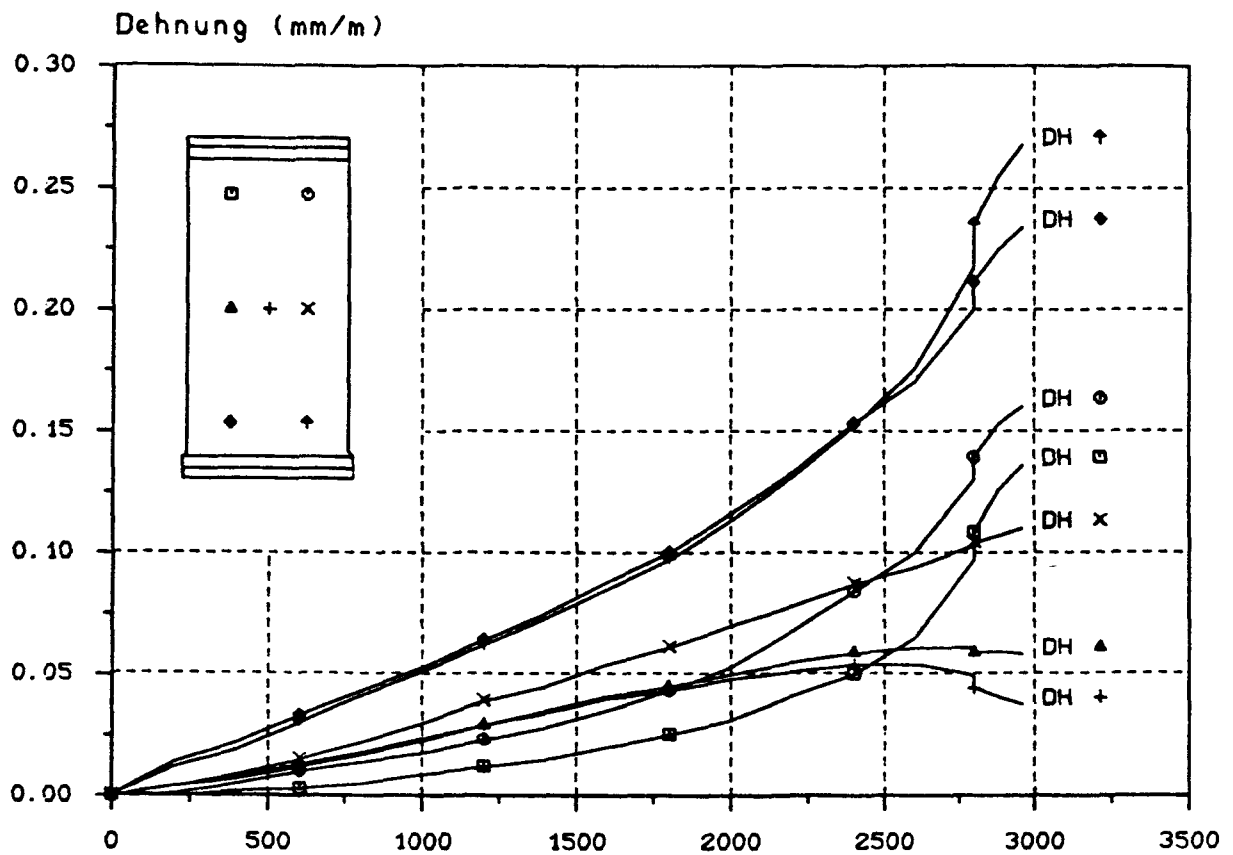
Last = 2962,0 kN



Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal





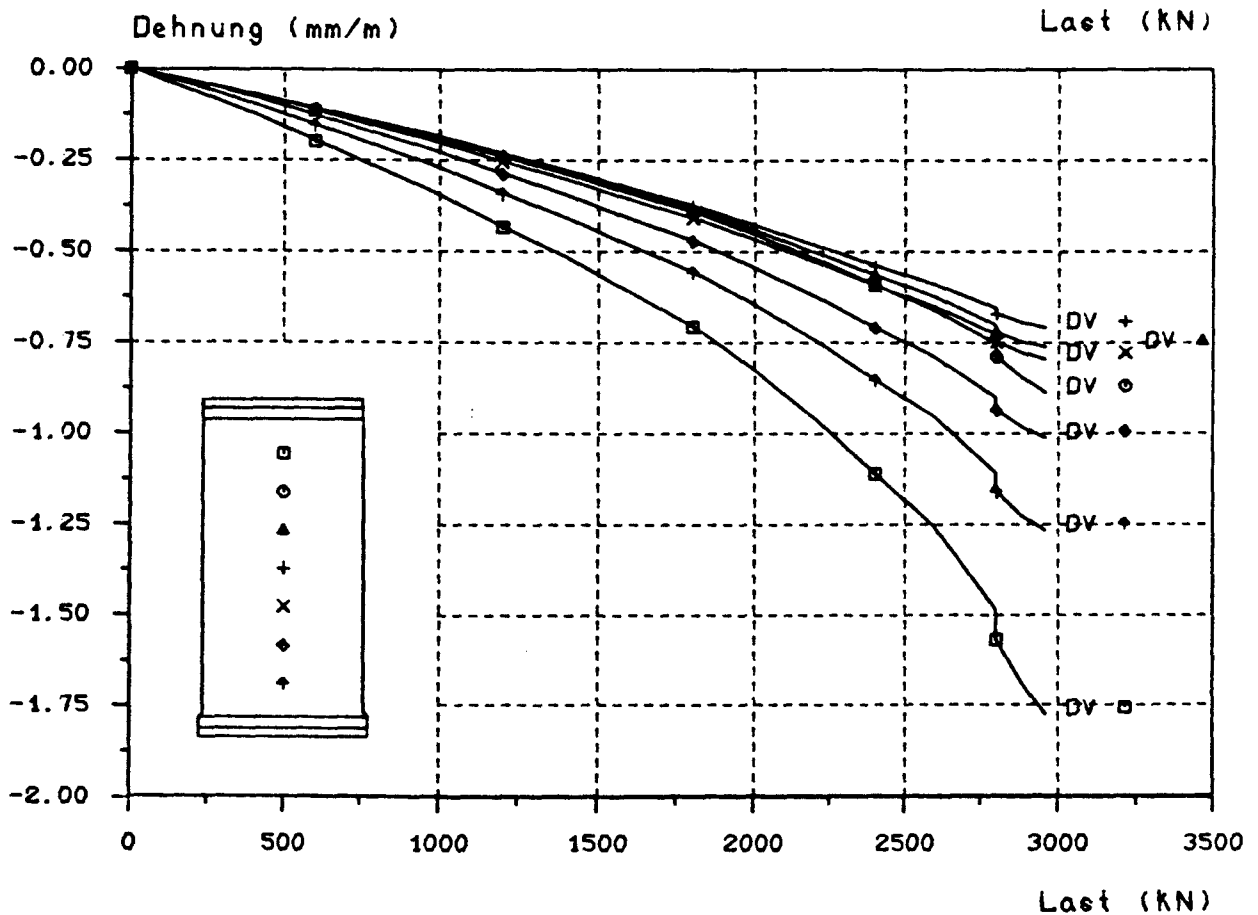
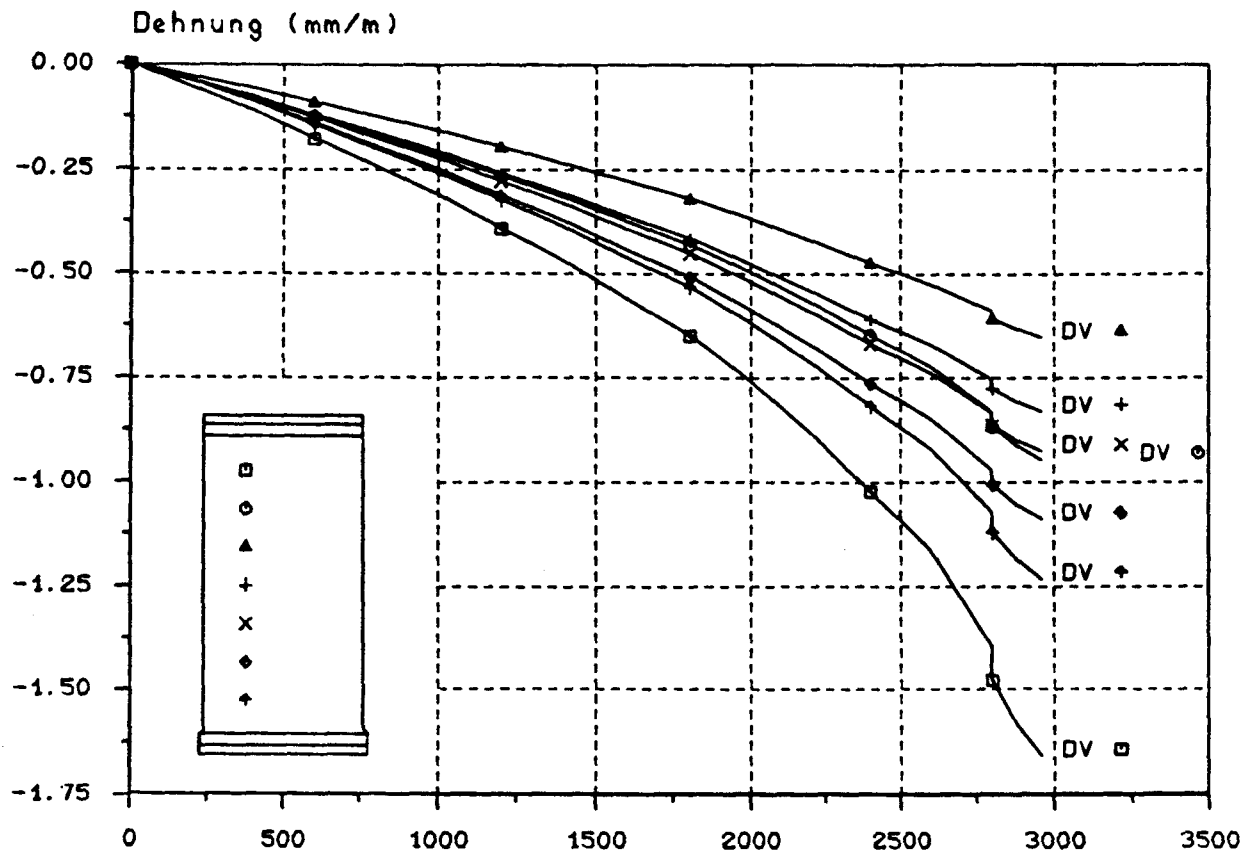
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 279

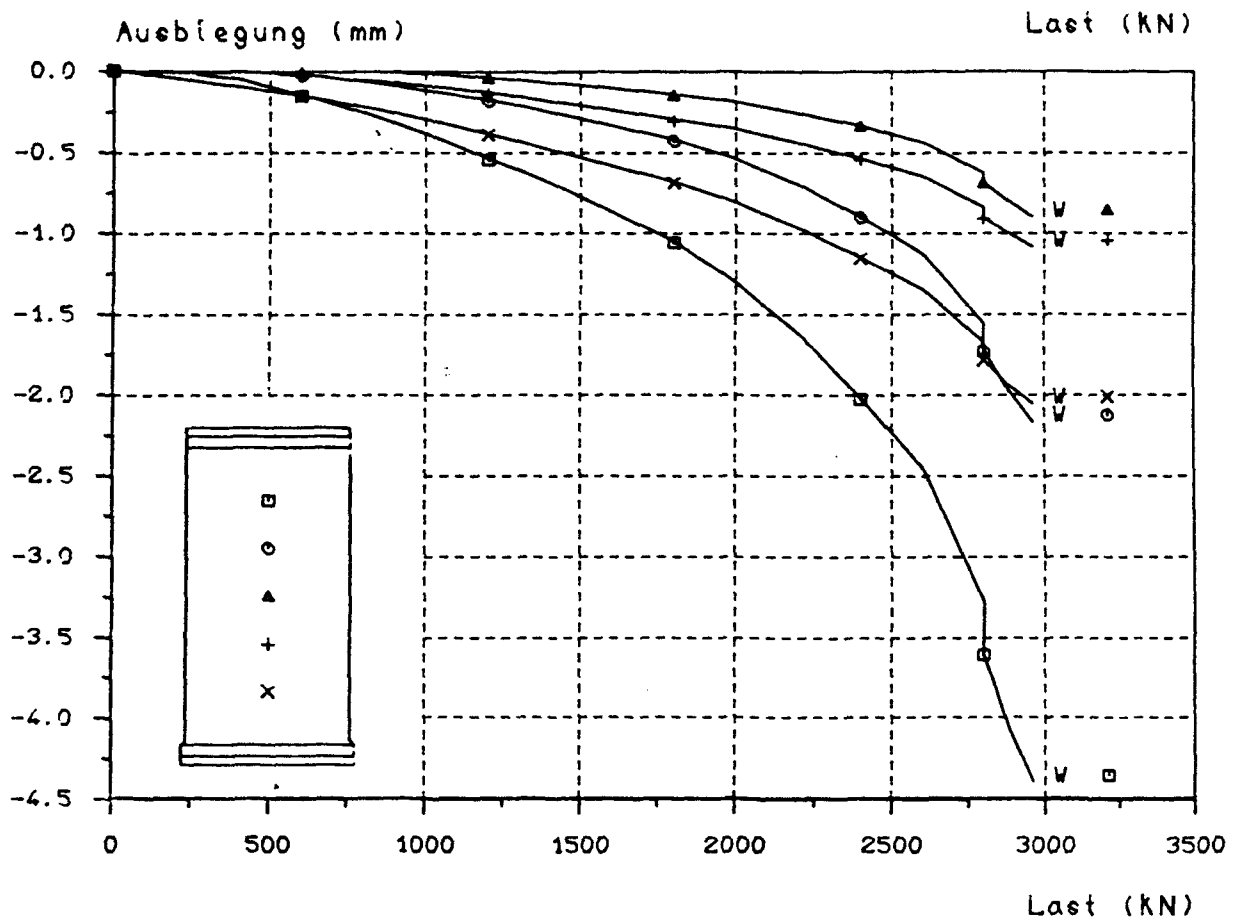
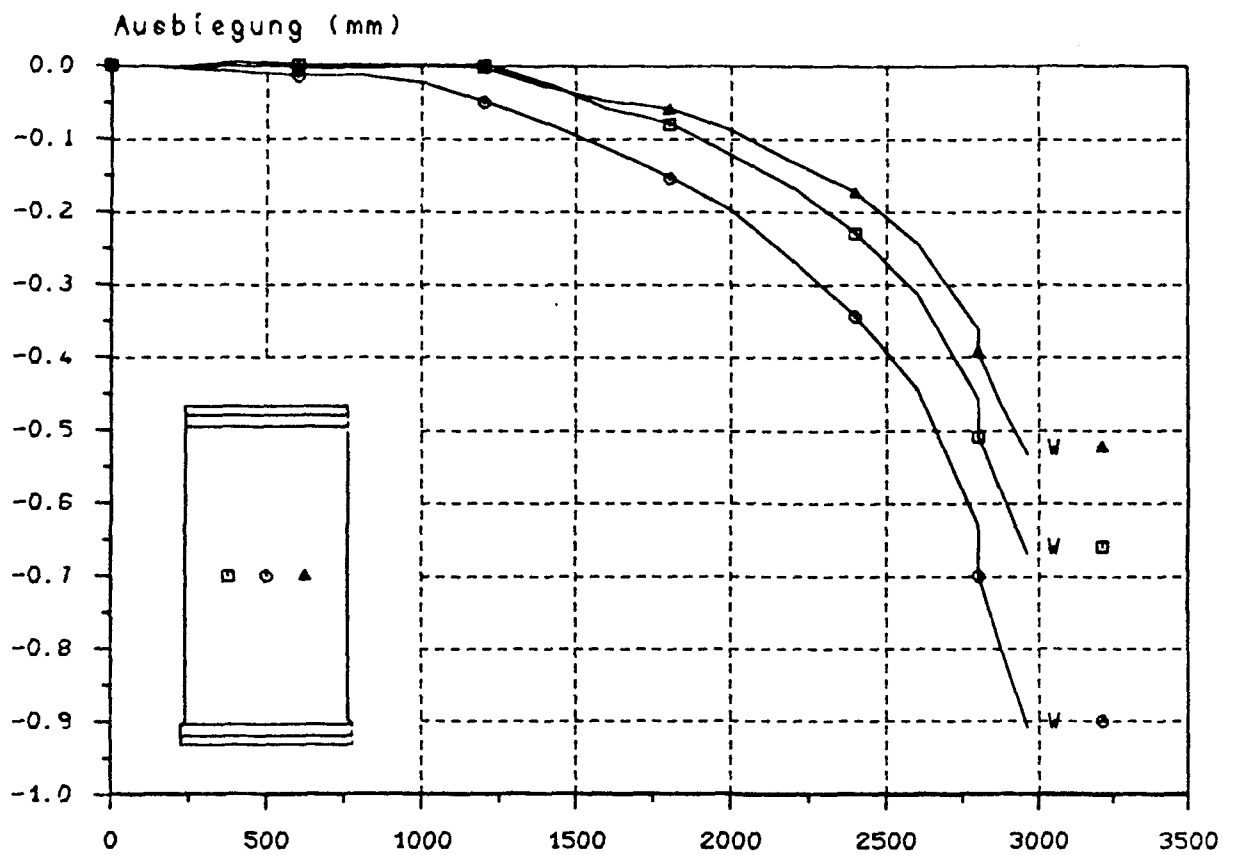
Versuchswand W 14/1





Dehnungs - Last - Diagramm

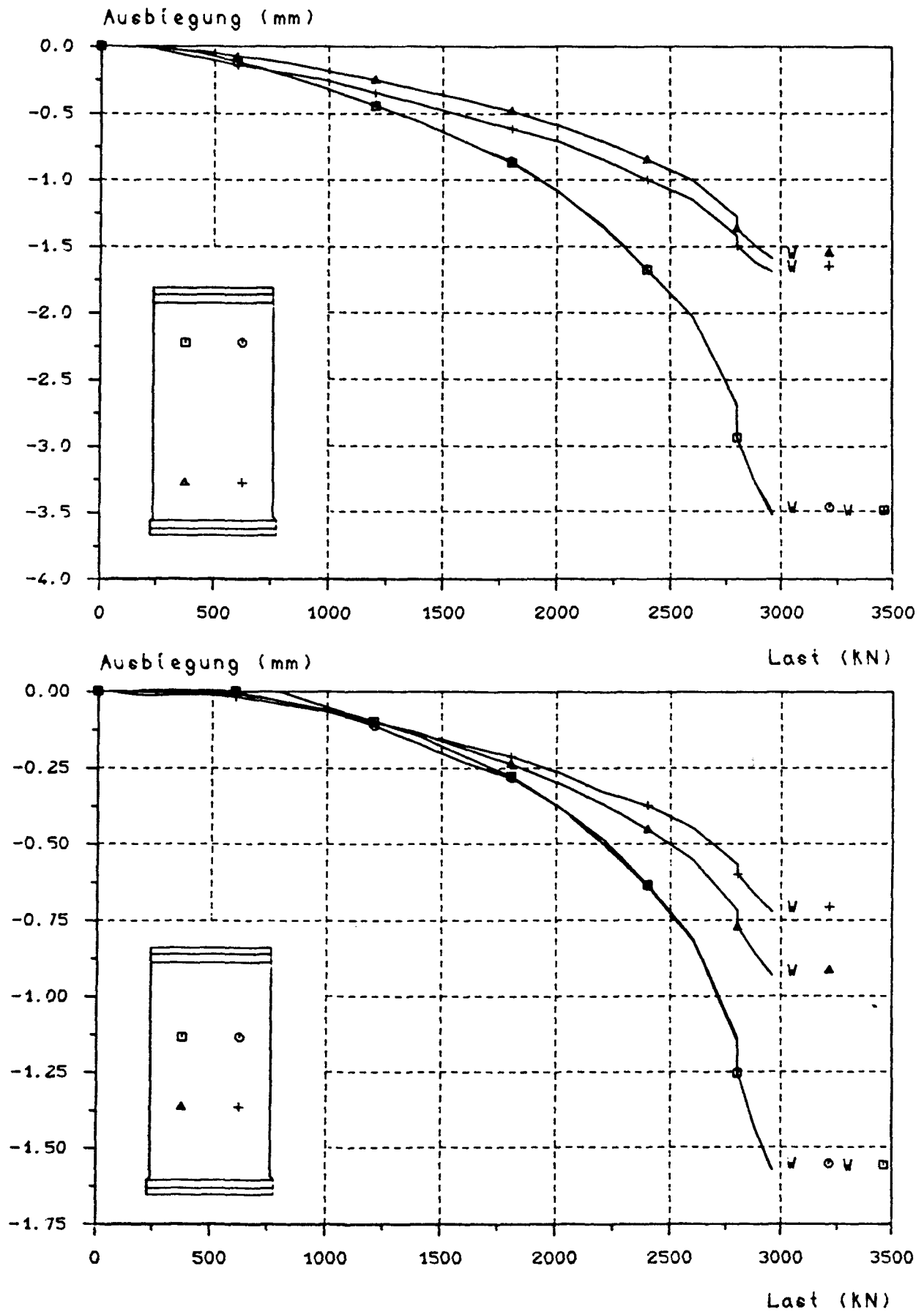
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



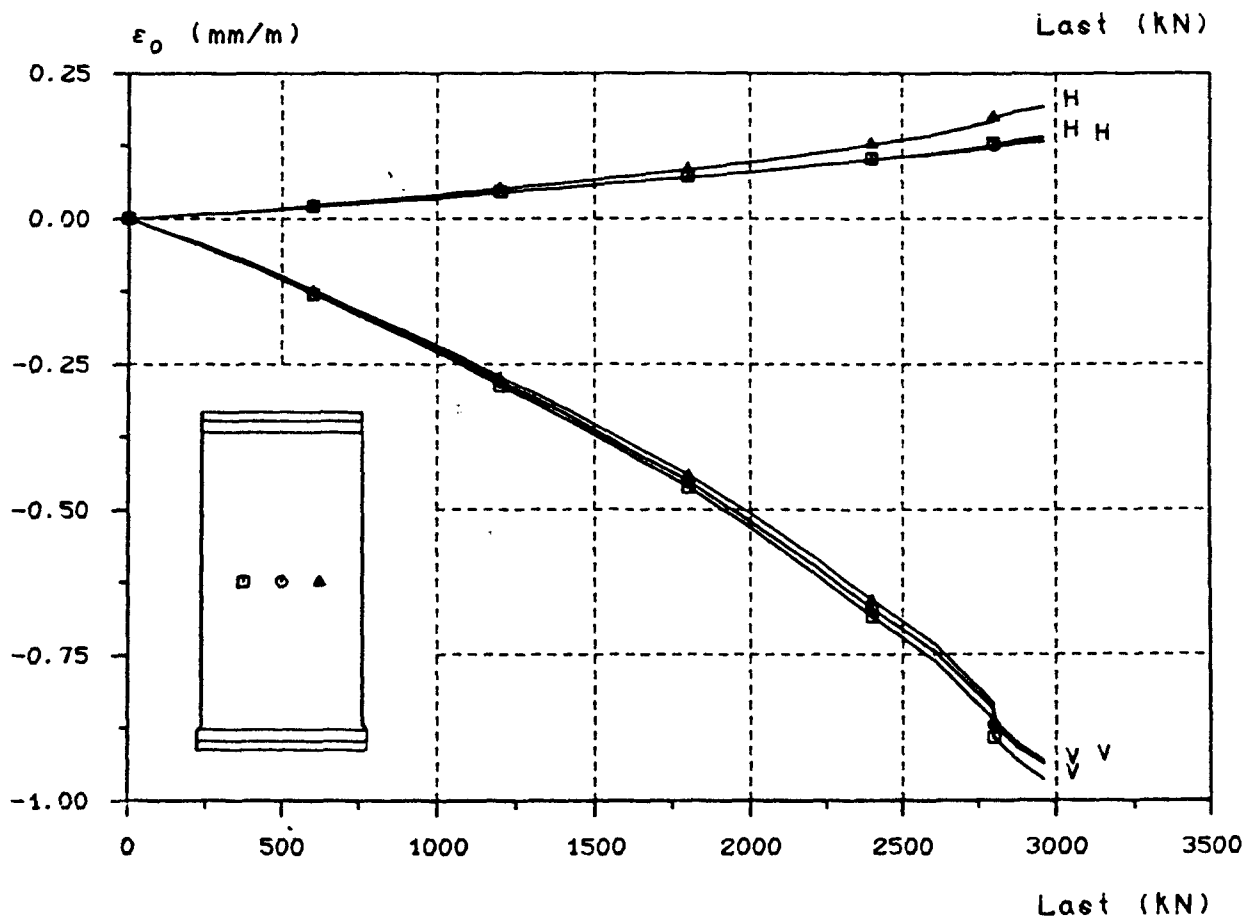
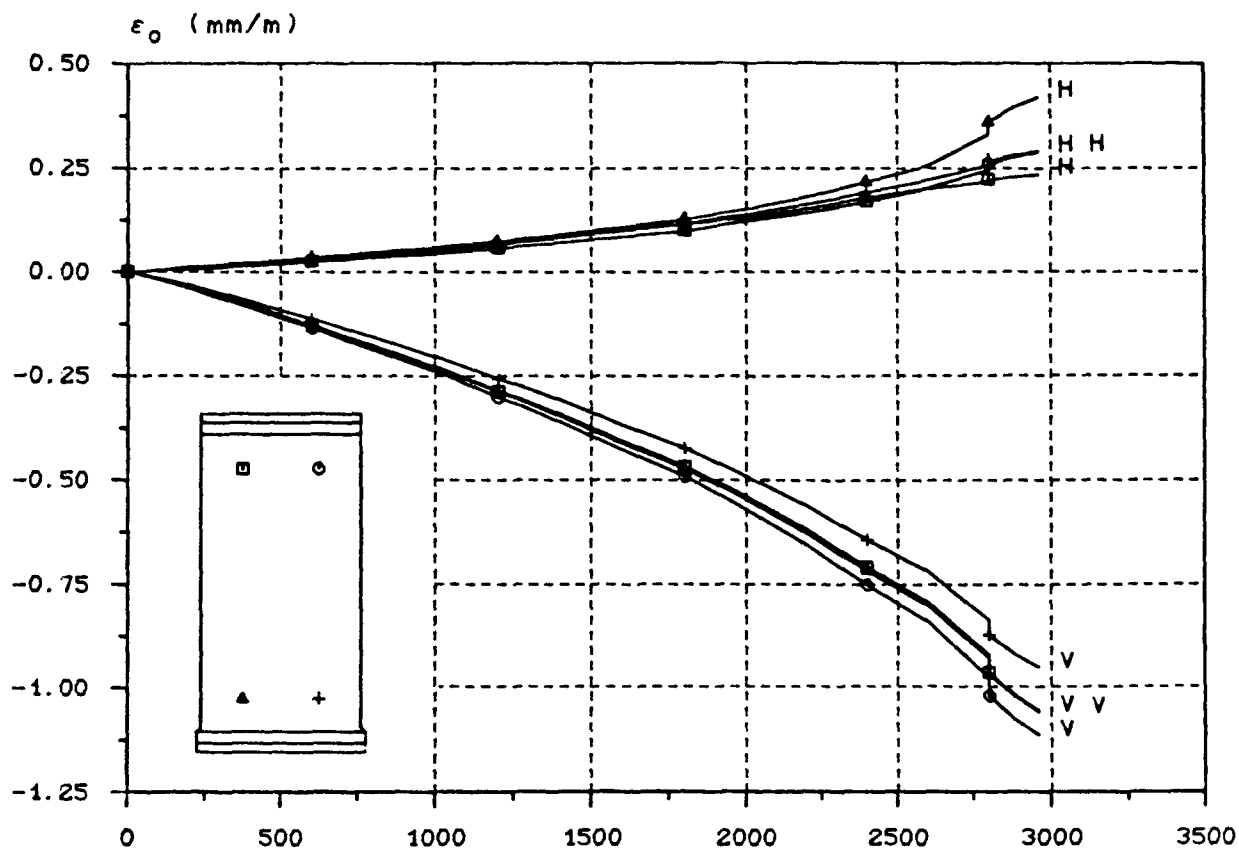
### Ausbiegungs - Last - Diagramm

B I L D A 281

Versuchswand W 14/1

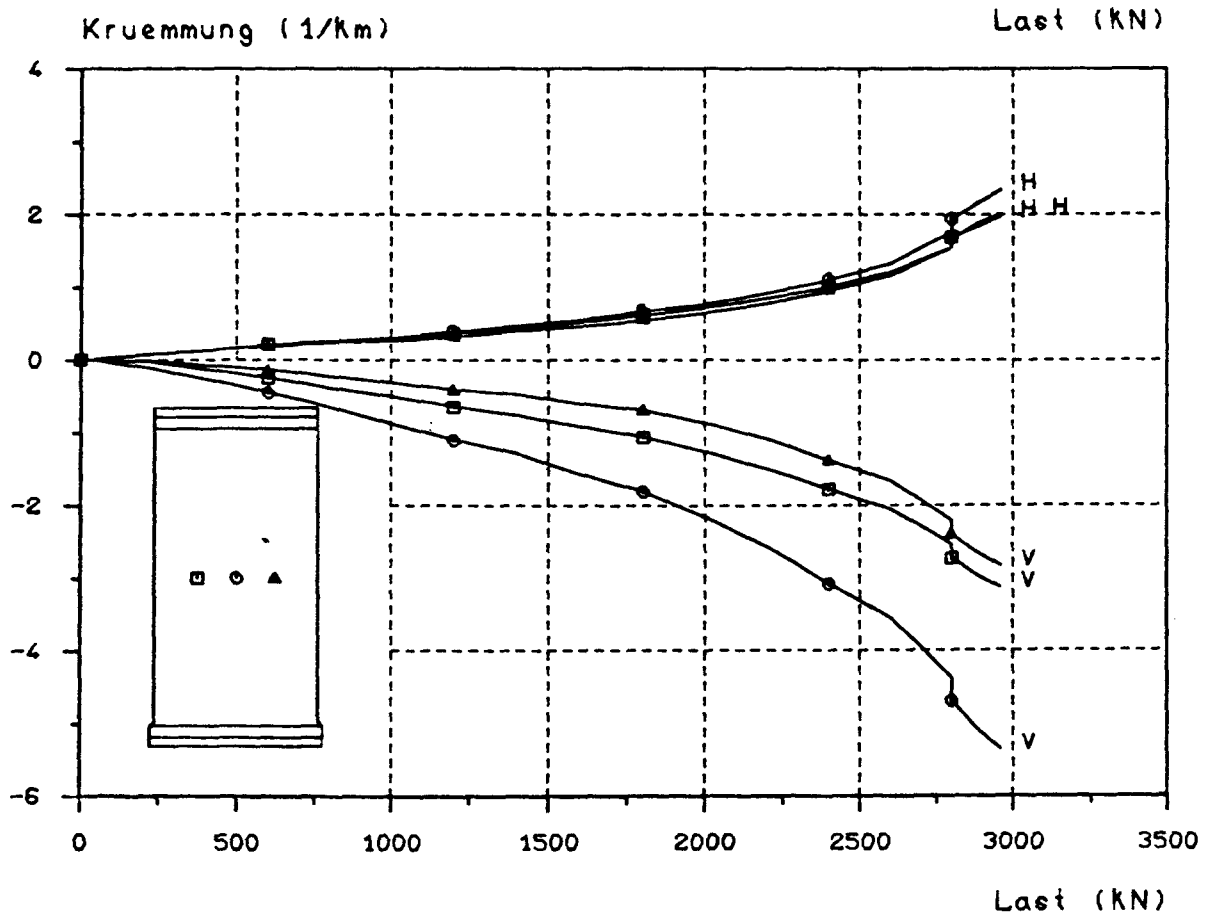
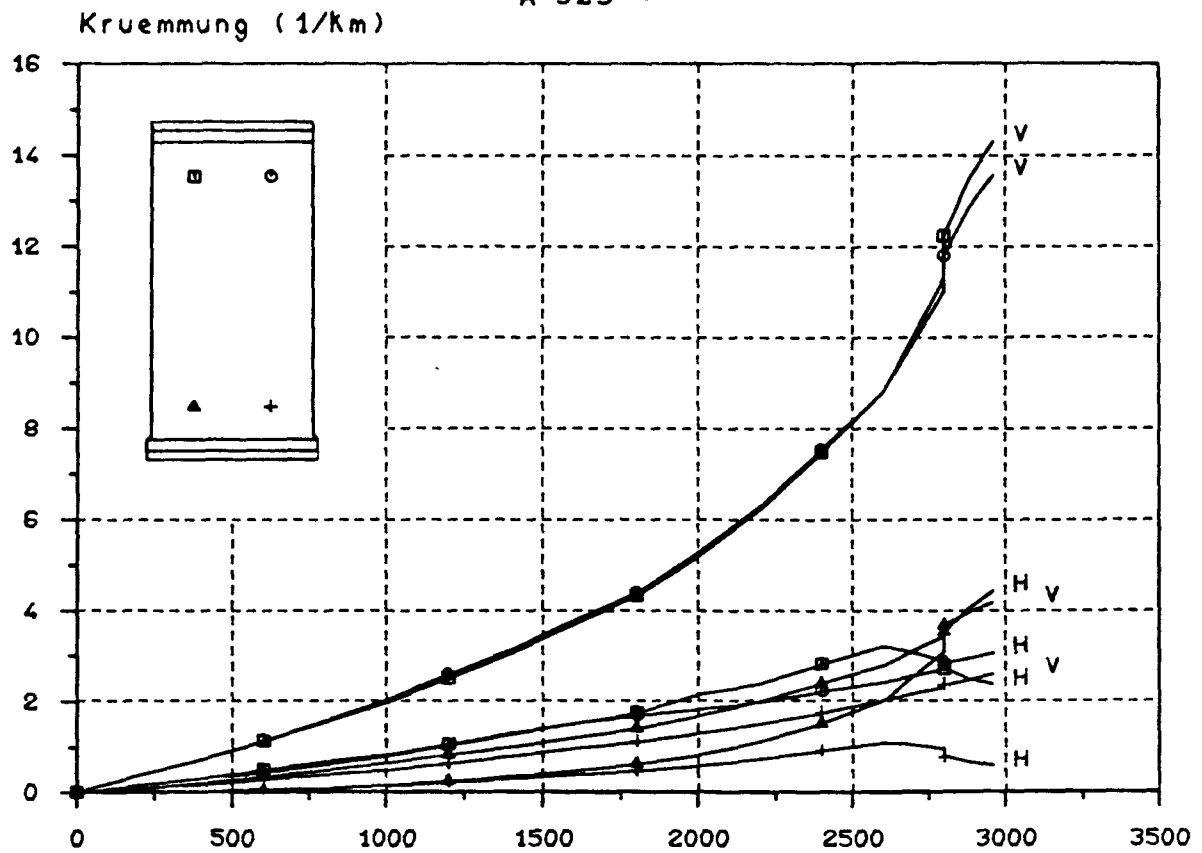


A u s b i e g u n g s - L a s t - D i a g r a m m



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

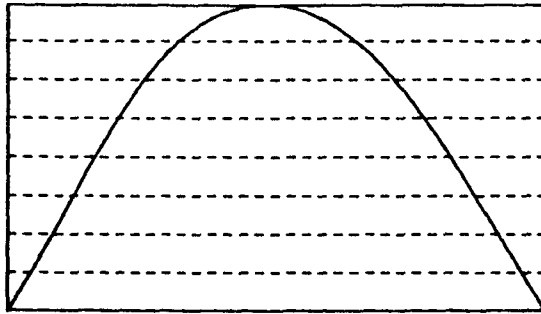
V = vertikal, H = horizontal



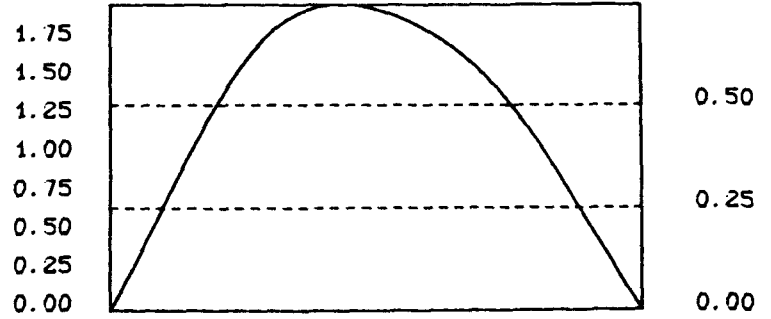
K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal

SNITT 4



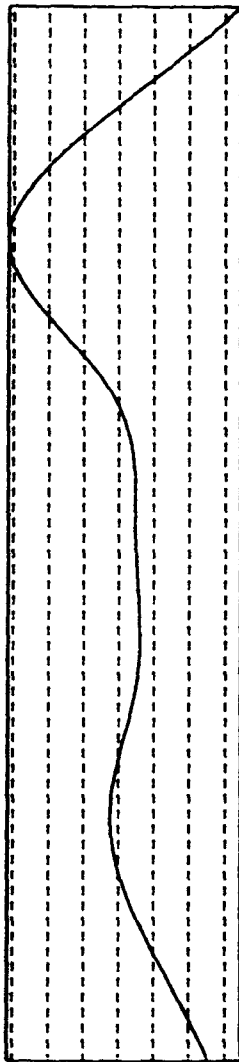
SNITT 3



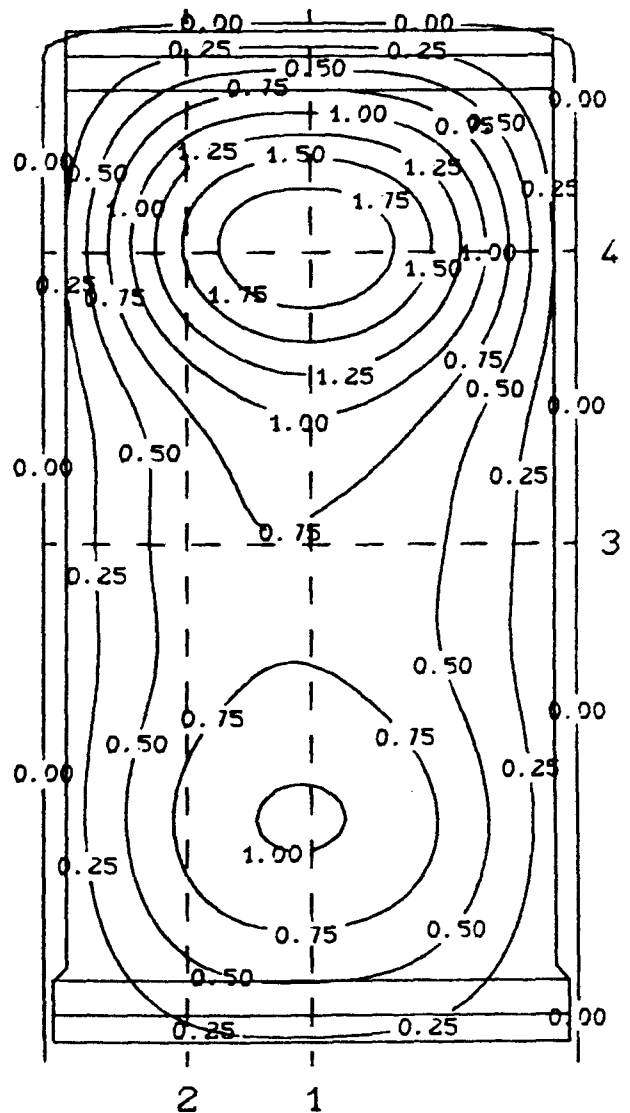
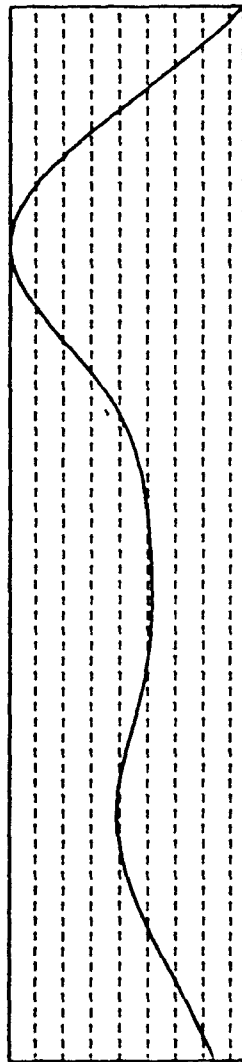
1.50  
1.25  
1.00  
0.75  
0.50  
0.25  
0.00

1.75  
1.50  
1.25  
1.00  
0.75  
0.50  
0.25  
0.00

SNITT 2



SNITT 1

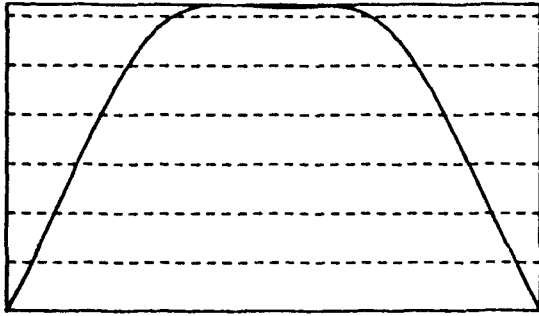


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

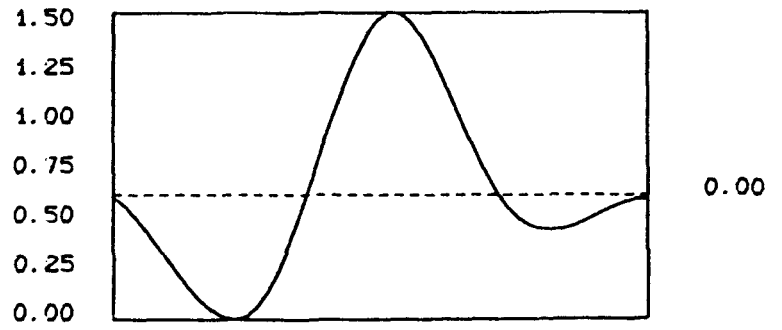
Last = 0,0 kN



SCHNITT 4



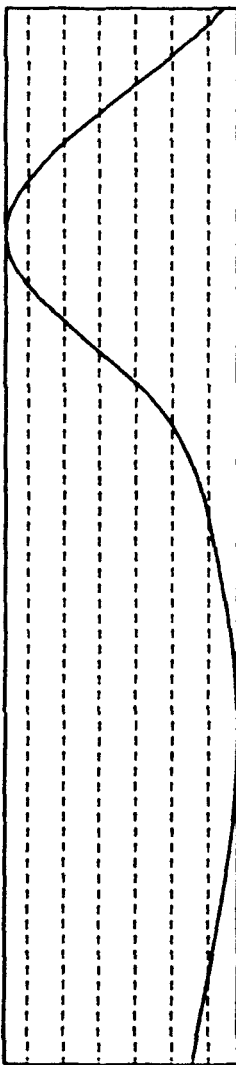
SCHNITT 3



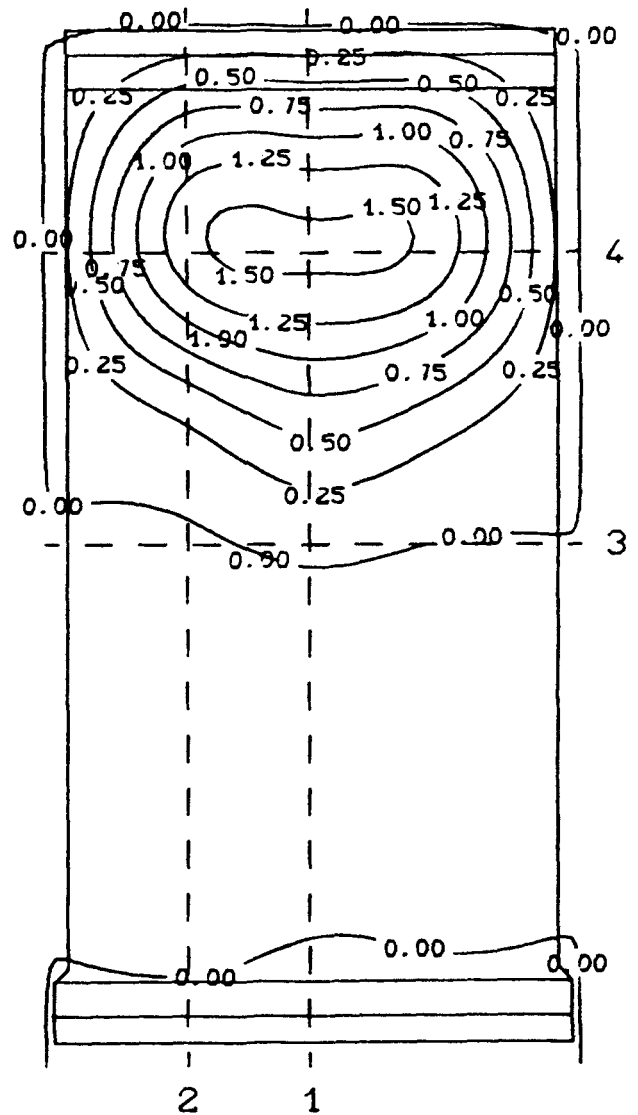
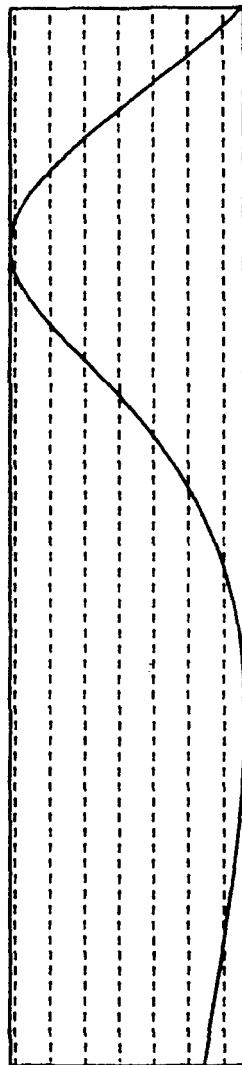
1.25  
1.00  
0.75  
0.50  
0.25  
0.00

1.50  
1.25  
1.00  
0.75  
0.50  
0.25  
0.00

SCHNITT 2



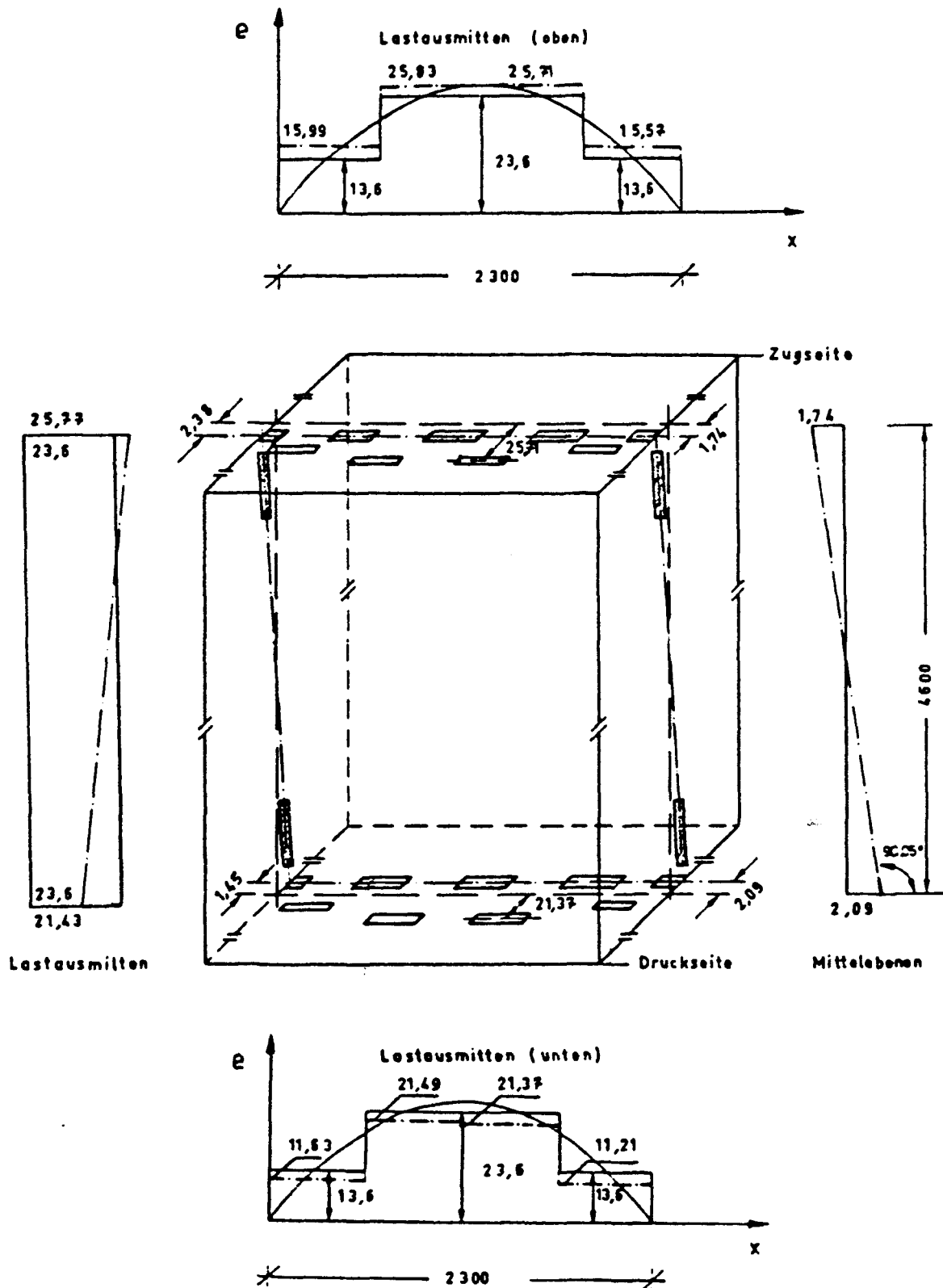
SCHNITT 1



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 0,0 kN

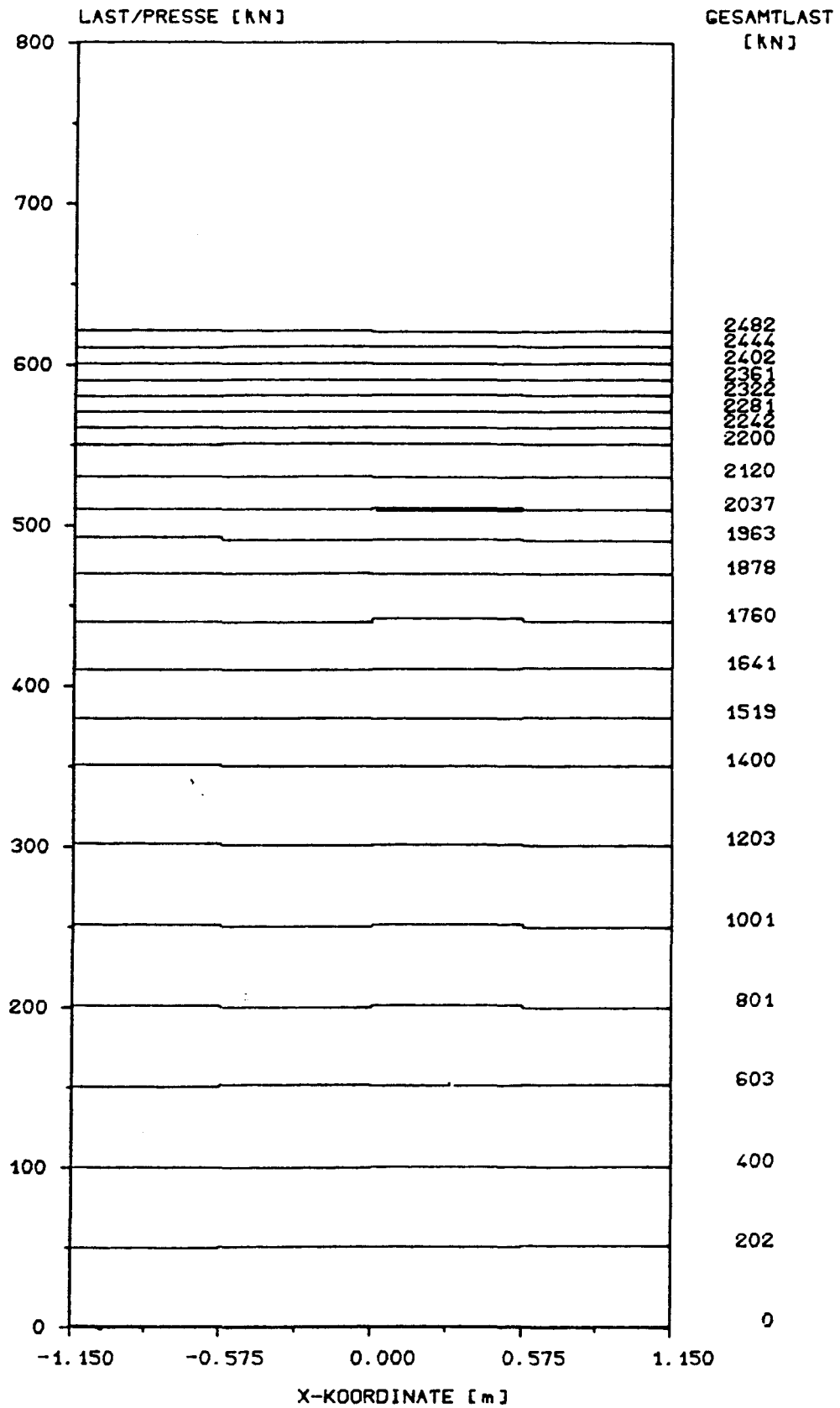




S o l l- und I s t-Mittlebenen (Maße in mm)

B I L D A 287

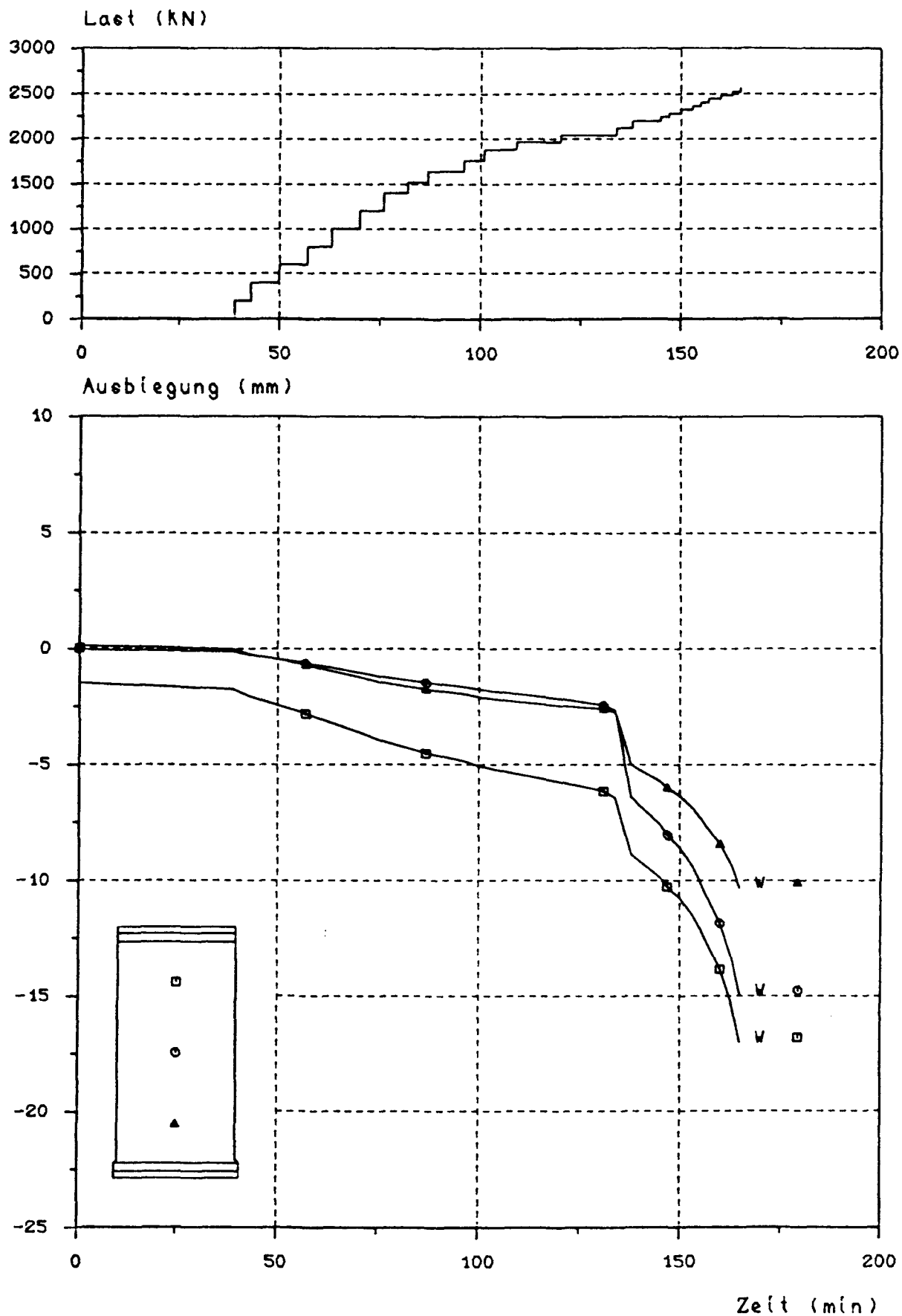
Versuchswand W 14/2



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 288

Versuchswand W 14/2



L a s t - Z e i t - b z w . V e r f o r m u n g s - Z e i t - D i a g r a m m

B I L D A 289

Versuchswand W 14/2

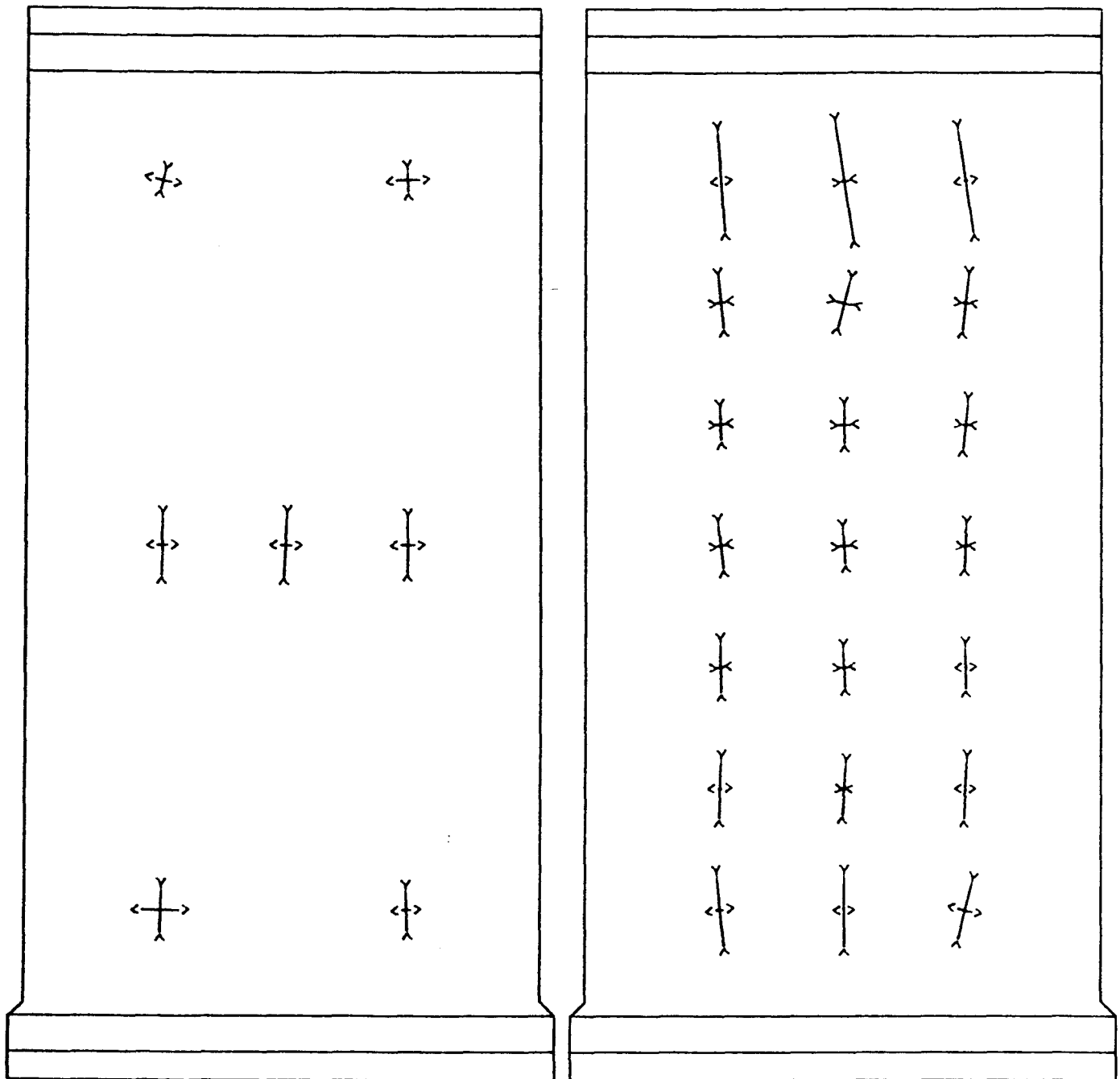


A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 801,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 290

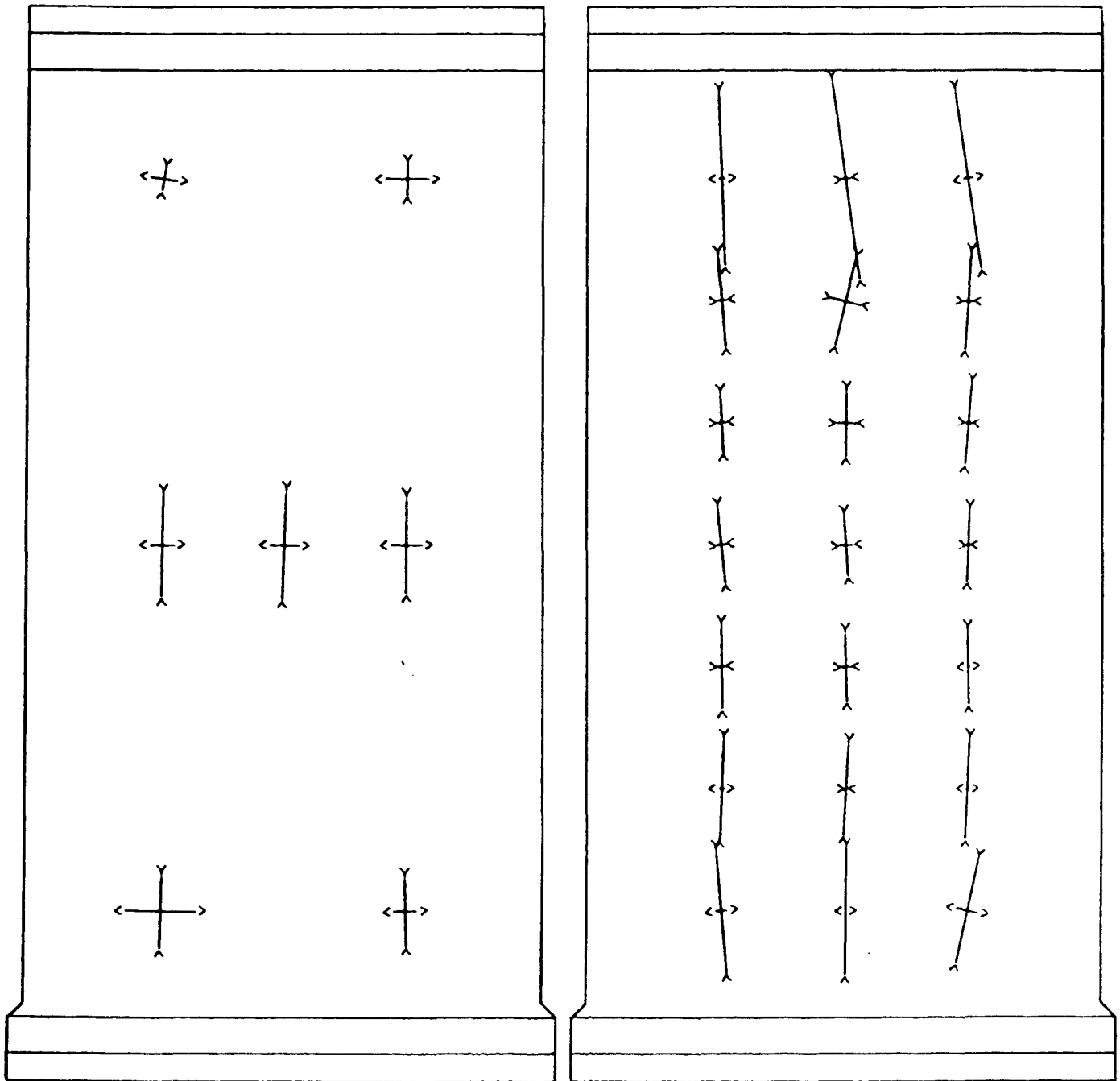
Versuchswand W 14/2

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

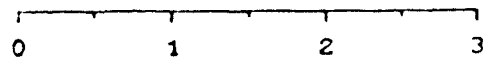
Zugseite

Last = 1963,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 291

Versuchswand W 14/2

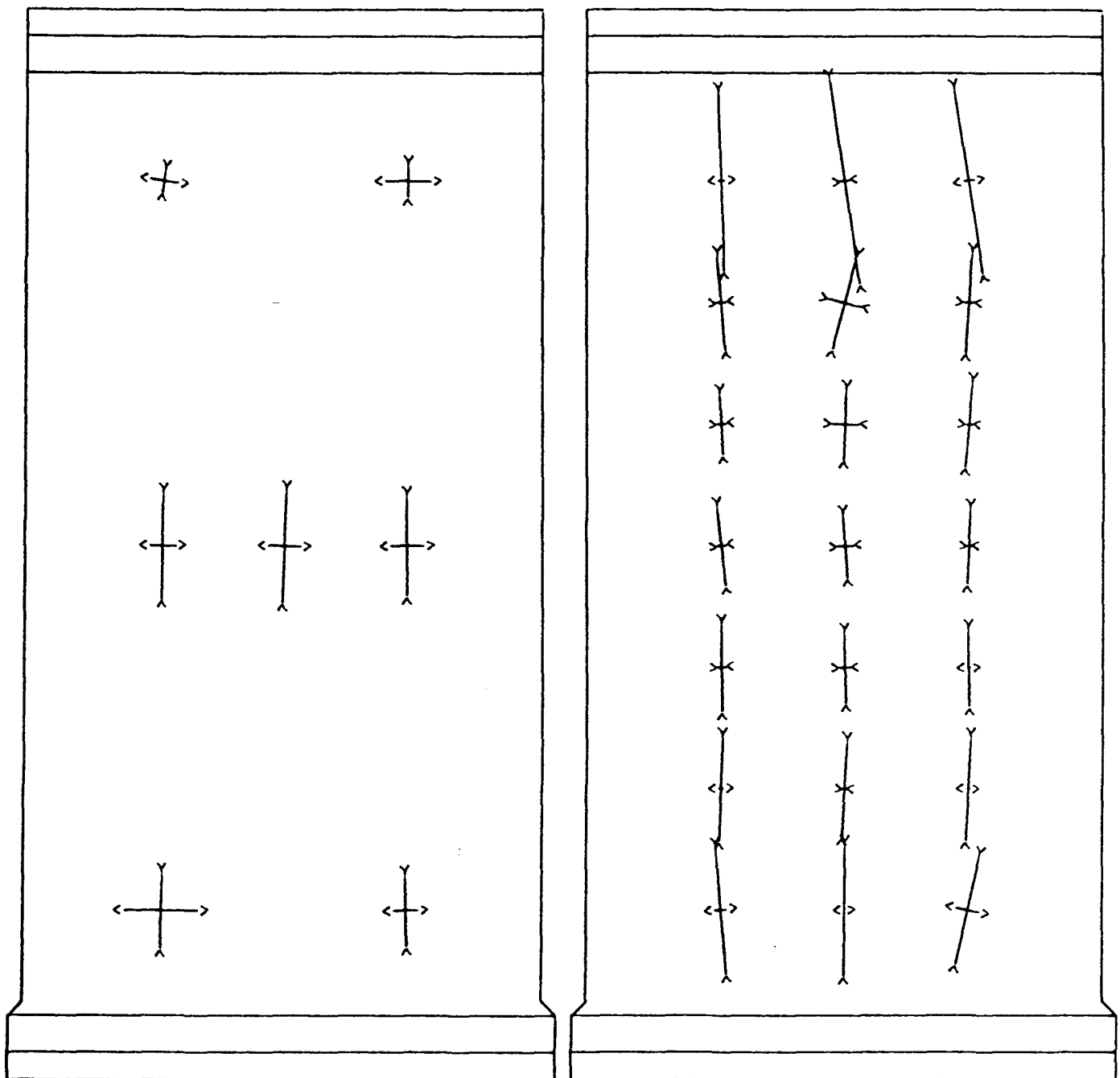


A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Last = 2040,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m 0 1 2 3

H a u p t d e h n u n g e n

B I L D A 292

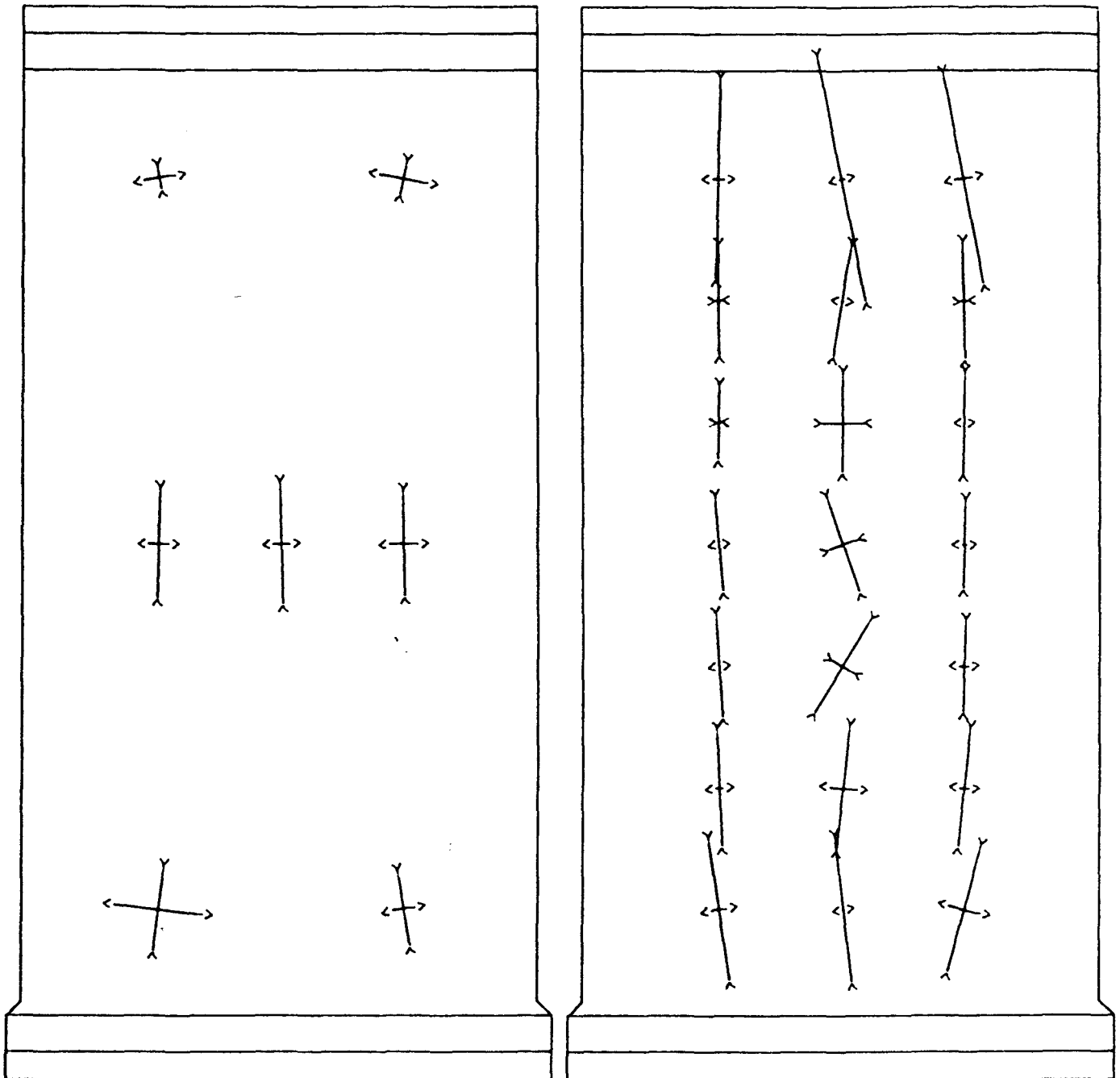
Versuchswand W 14/2

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

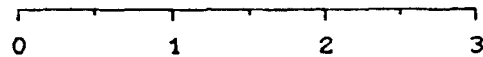
Zugseite

Last = 2200,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 293

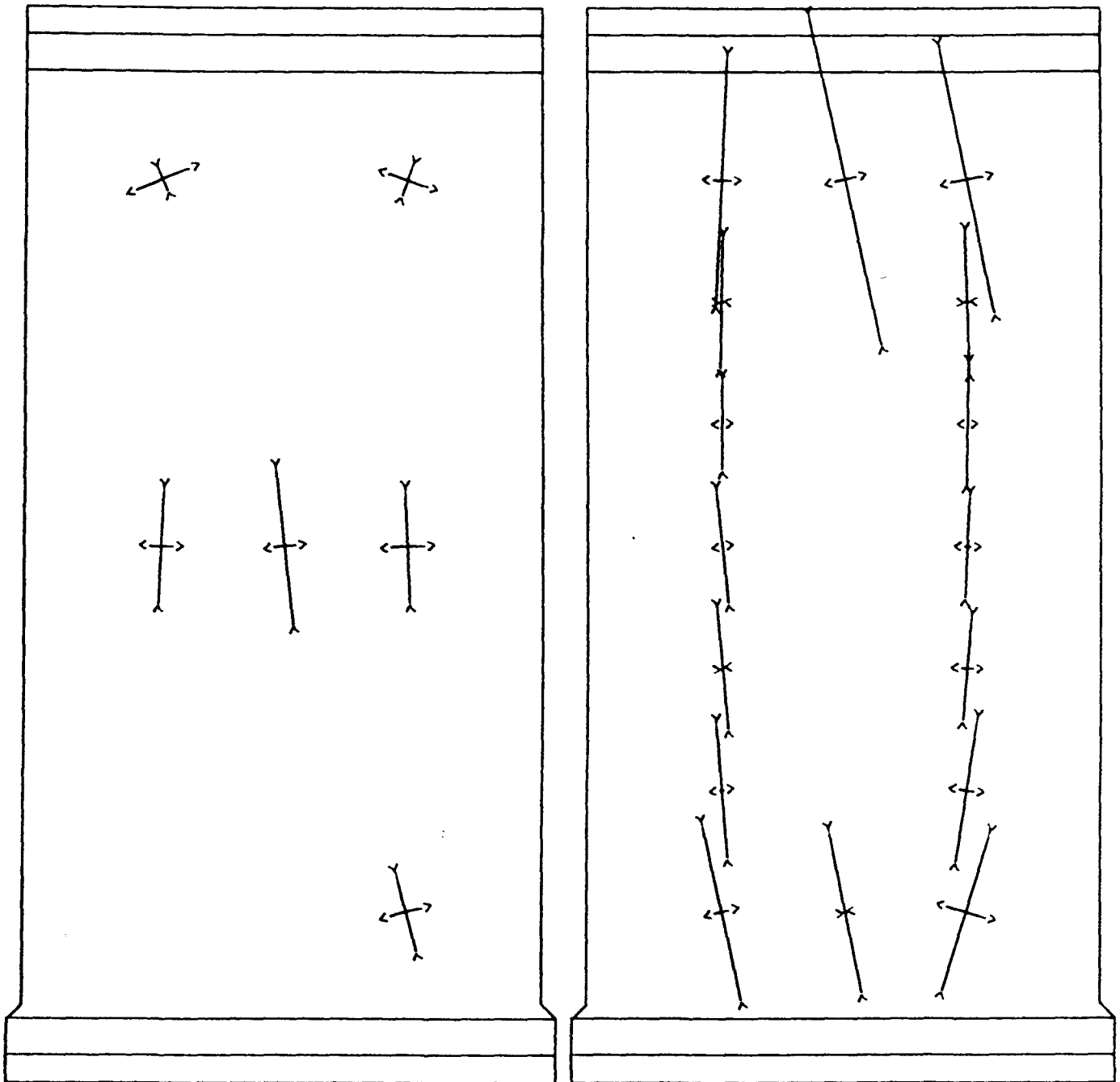
Versuchswand W 14/2

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

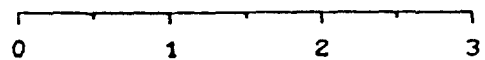
Zugseite

Last = 2563,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

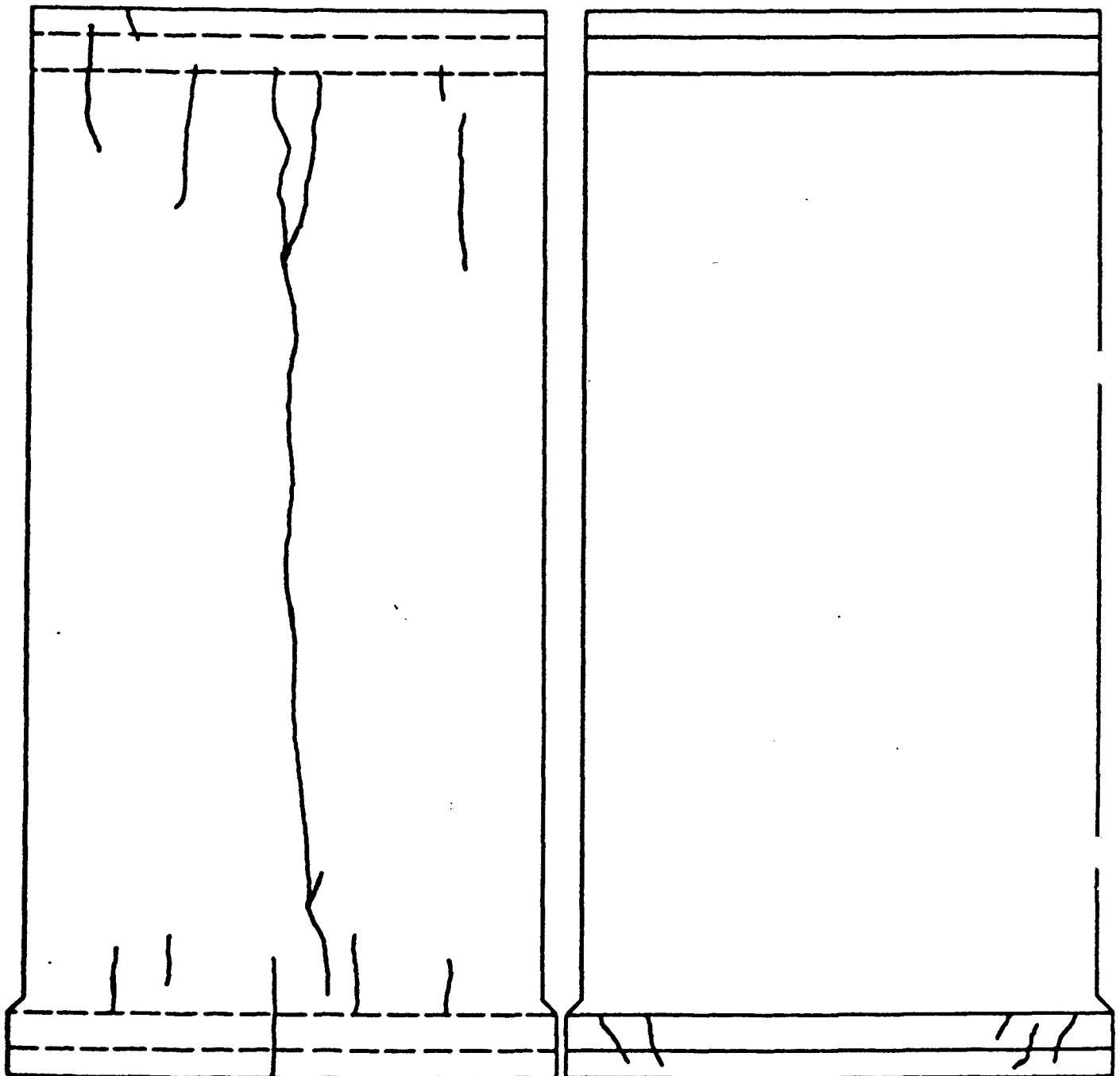
B I L D   A 294

Versuchswand W 14/2

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Druckseite



R i ß b i l d e r

Last = 2037,0 kN

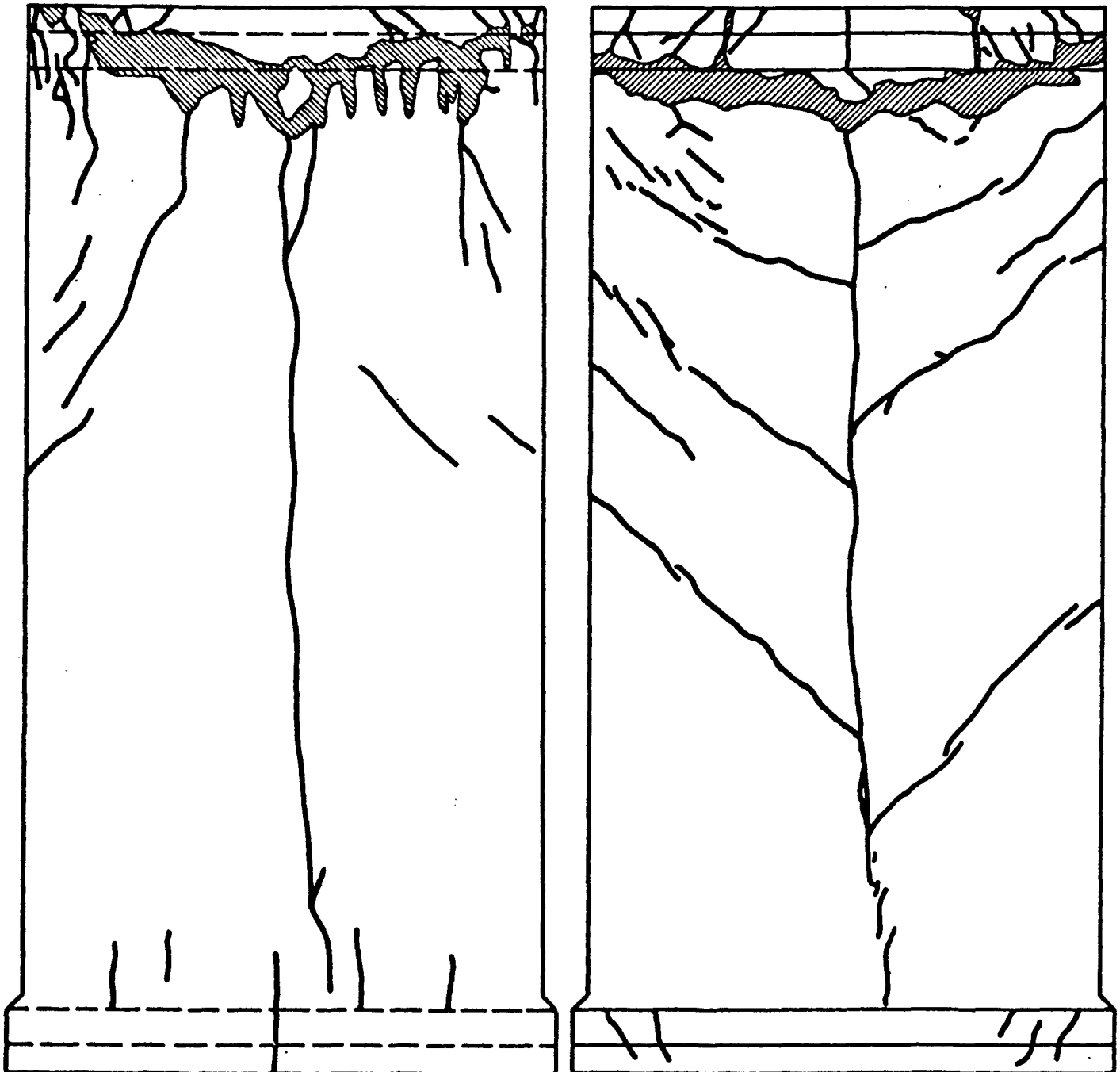
B I L D   A   295

Versuchswand W 14/2

A n s i c h t d e r D r u c k s e i t e

Zugseite

Druckseite



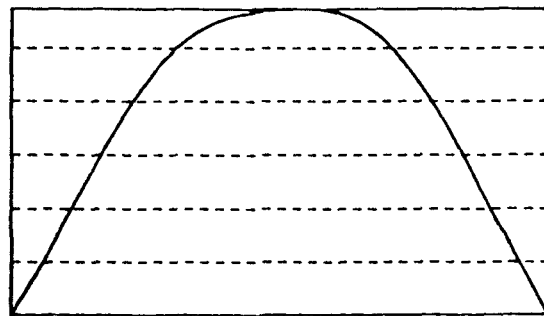
B r u c h b i l d e r

B I L D A 296

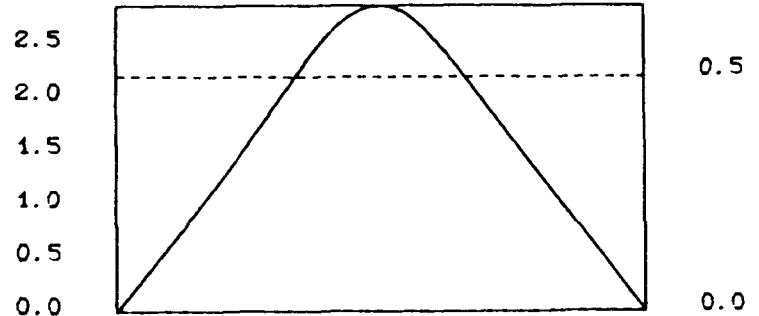
Versuchswand W 14/2



SNITT 4



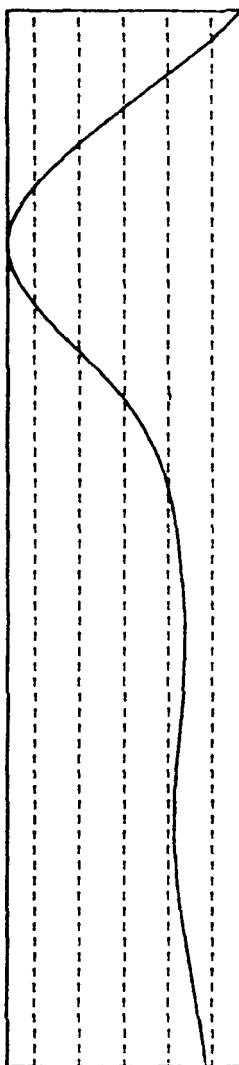
SNITT 3



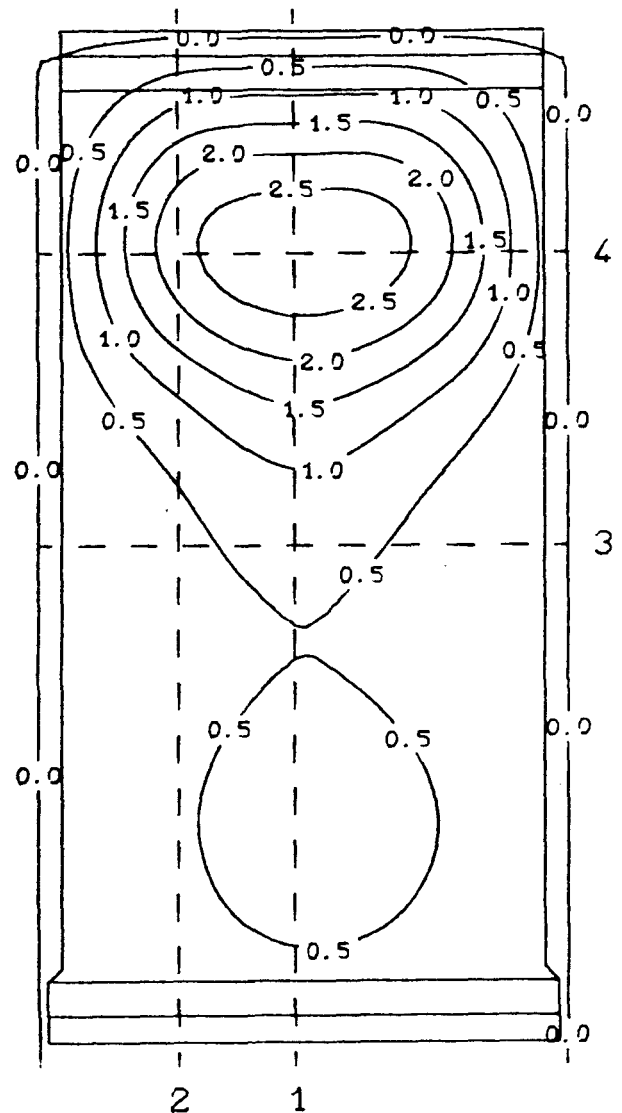
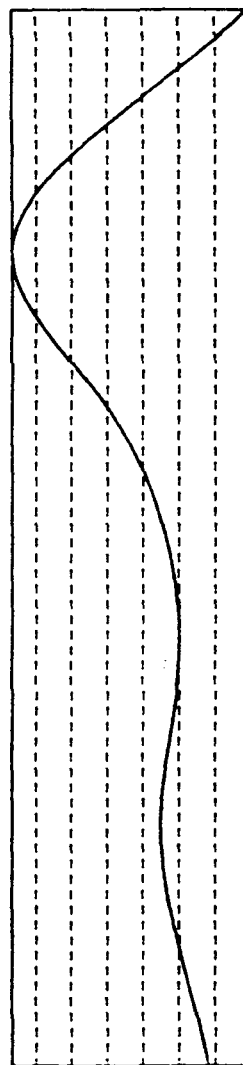
2.0  
1.5  
1.0  
0.5  
0.0

2.5  
2.0  
1.5  
1.0  
0.5  
0.0

SNITT 2



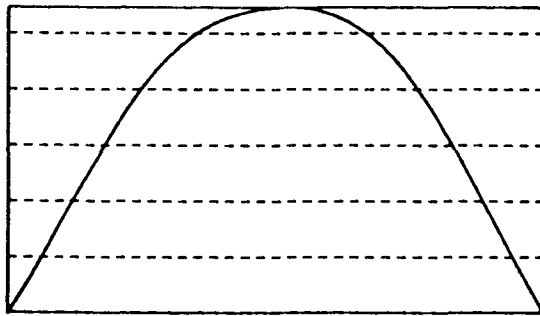
SNITT 1



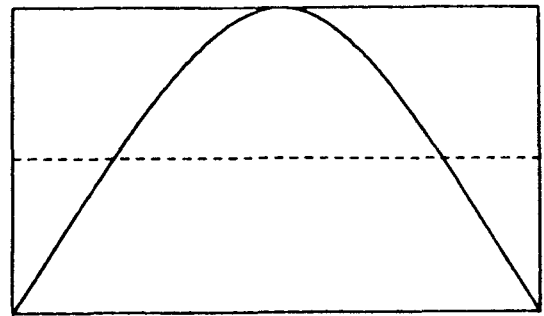
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 801,0 kN

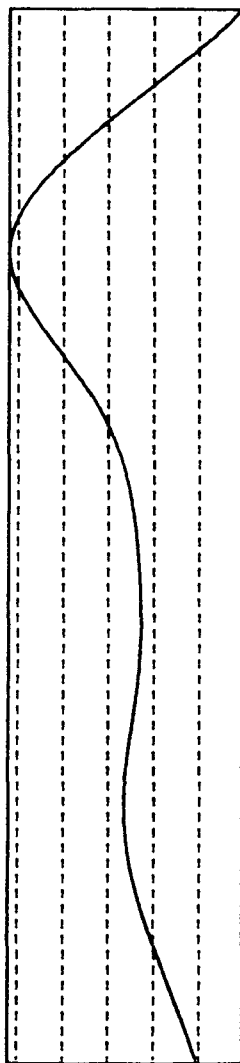
SNITT 4



SNITT 3

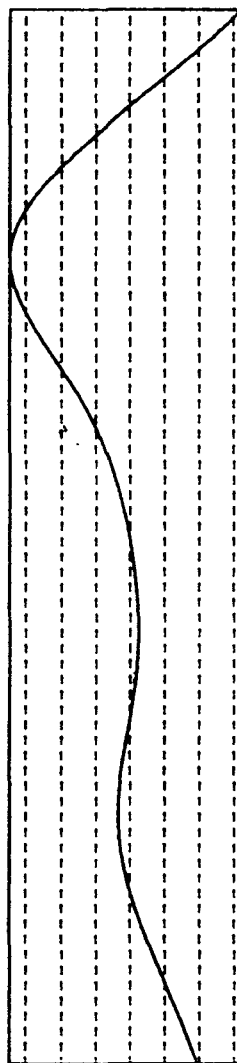


4 3 2 1 0

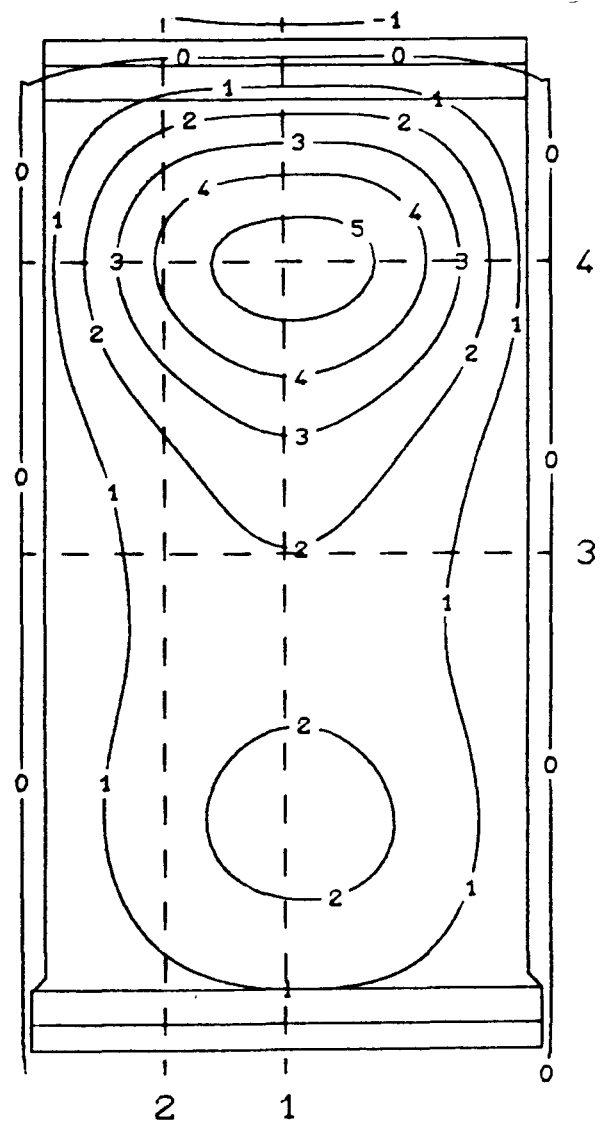


SNITT 2

5 4 3 2 1 0 1



SNITT 1

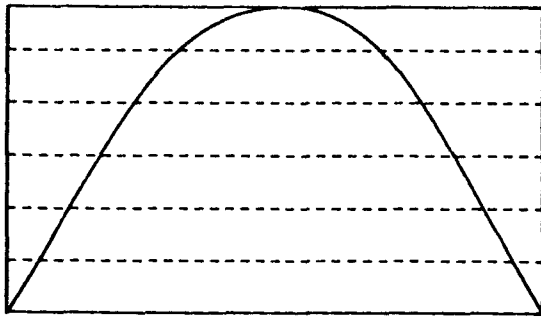


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

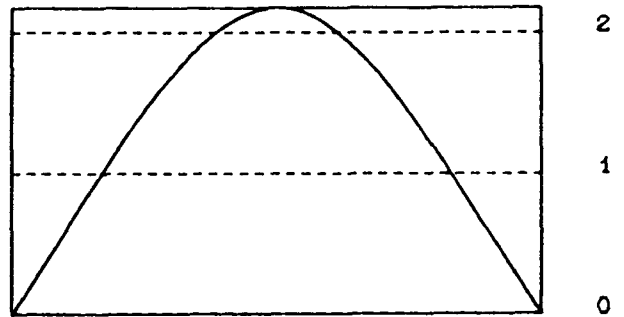
Last = 1963,0 kN



SNITT 4



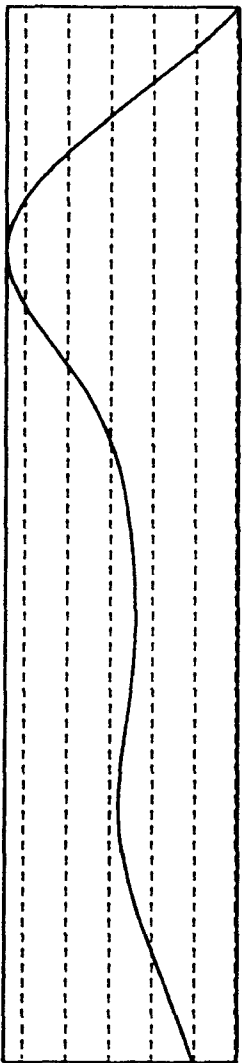
SNITT 3



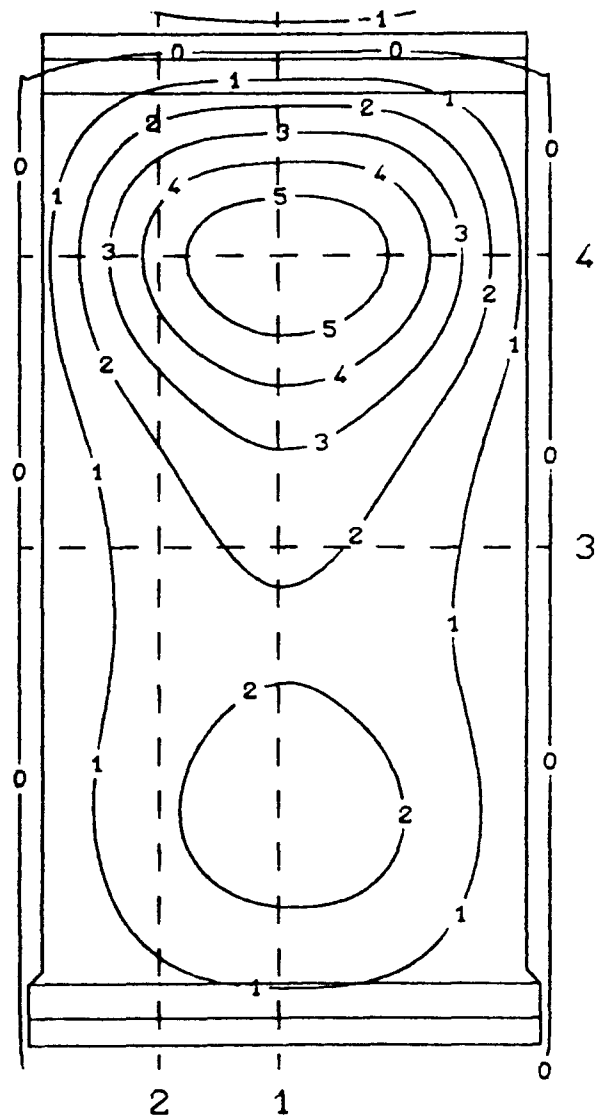
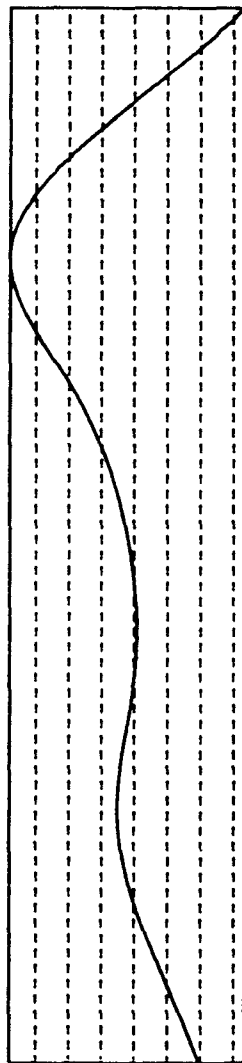
4 3 2 1 0 -1

5 4 3 2 1 0 -1

SNITT 2



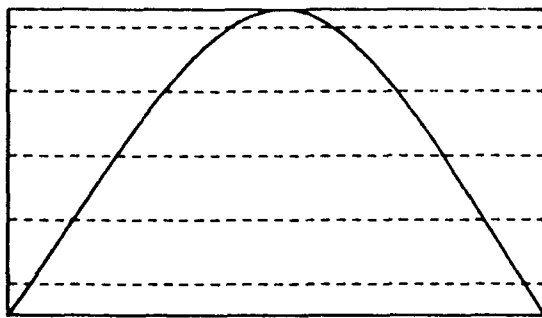
SNITT 1



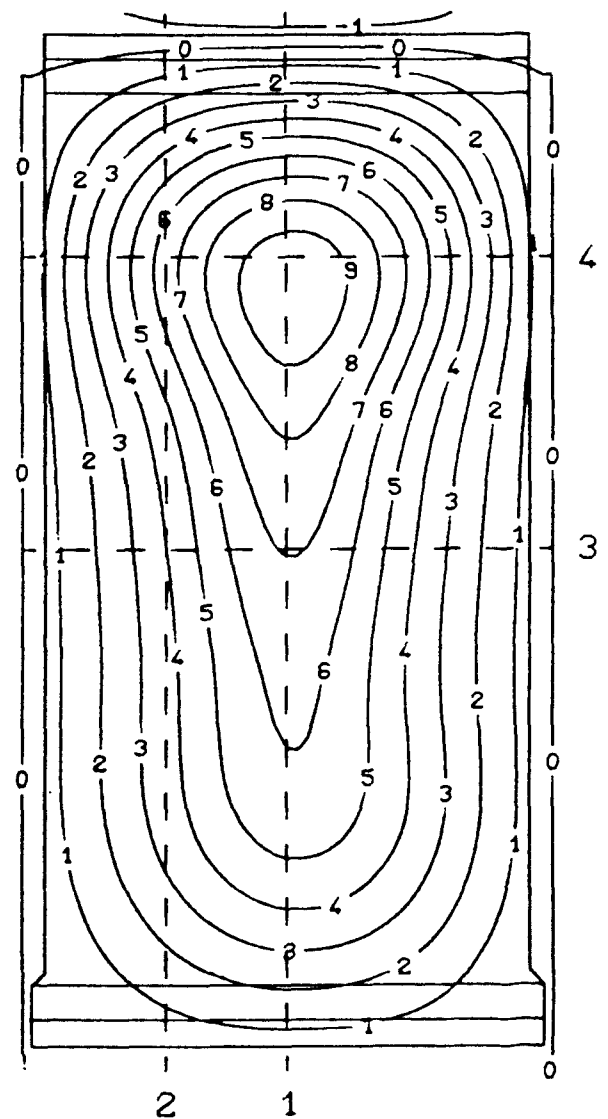
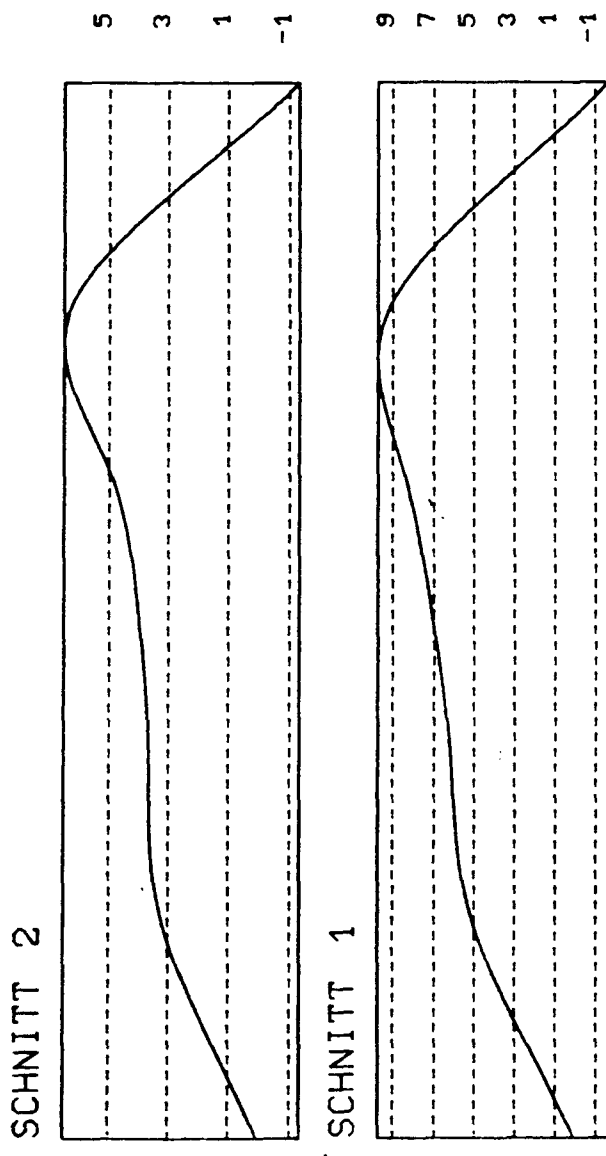
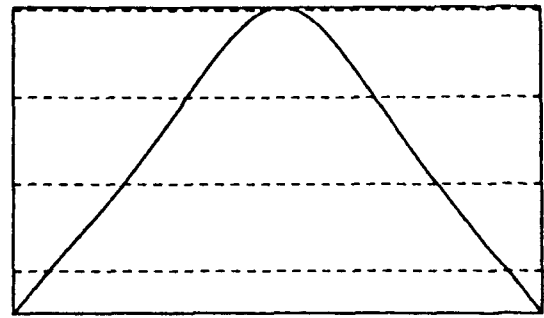
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2040,0 kN

SCHNITT 4



SCHNITT 3



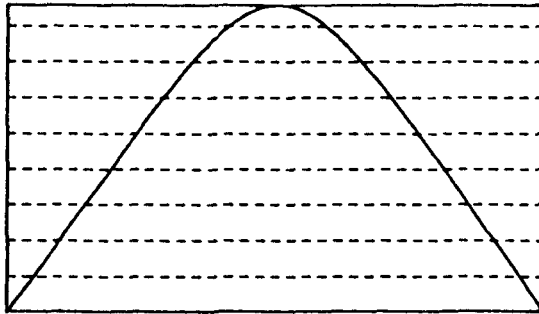
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2200,0 kN

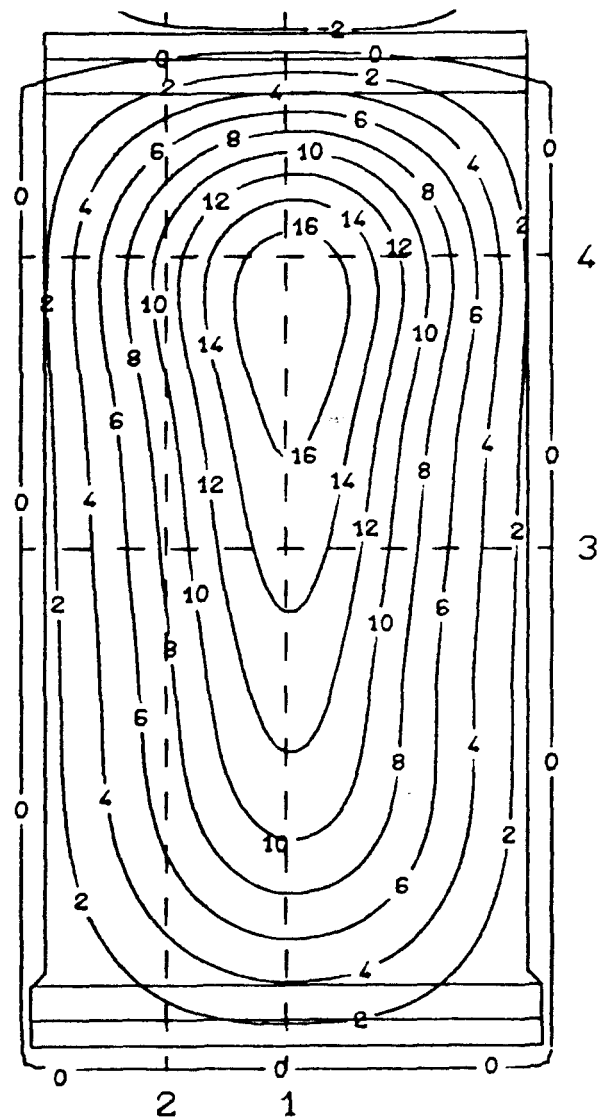
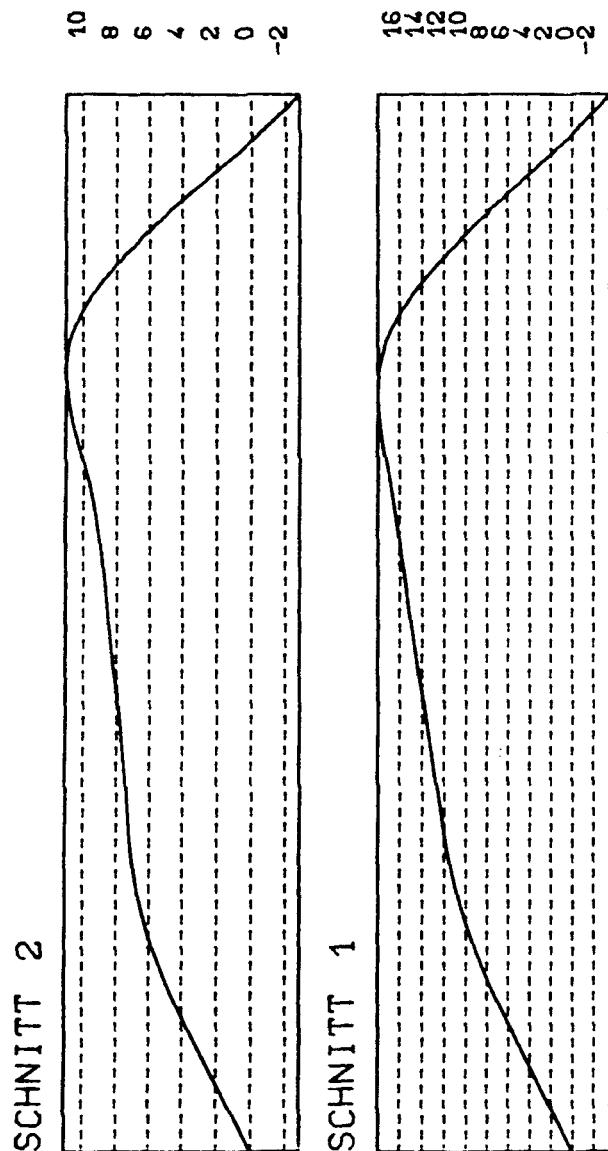
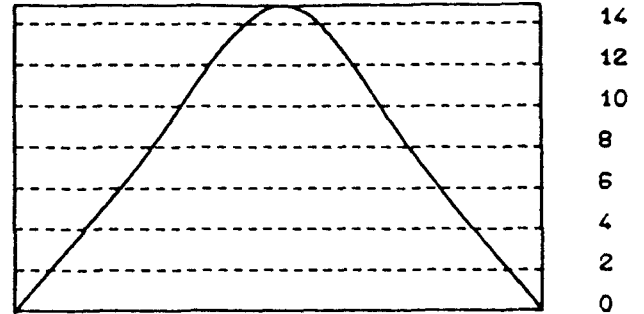
B I L D A 300

Versuchswand W 14/2

SCHNITT 4

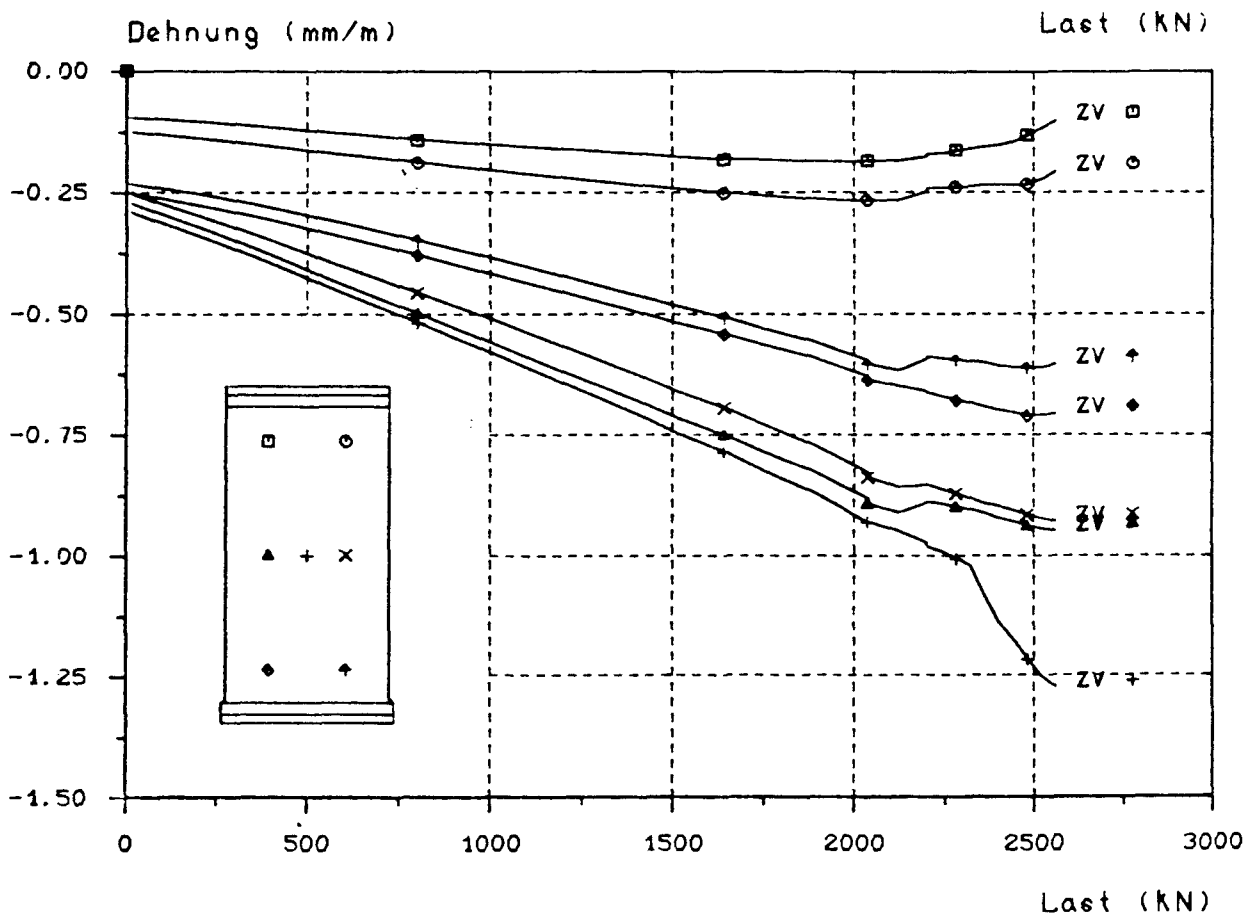
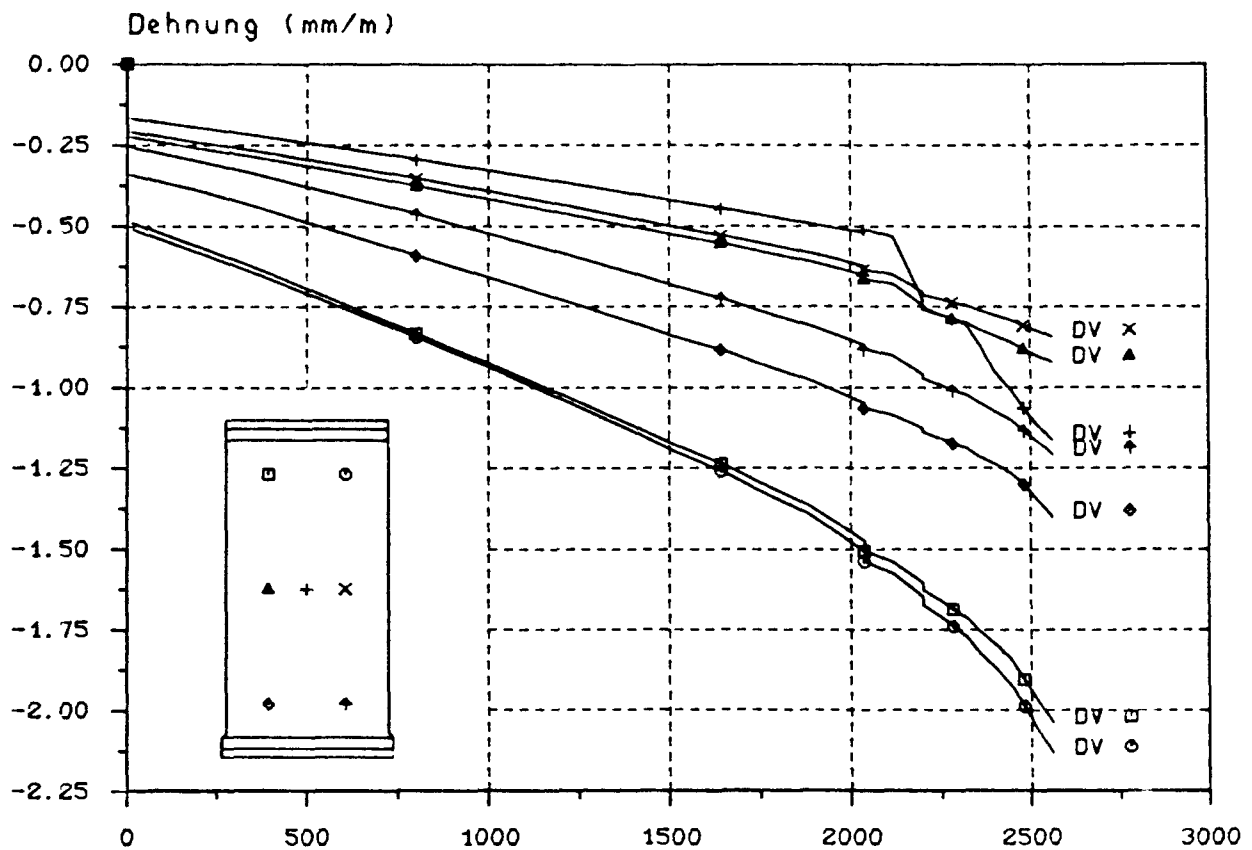


SCHNITT 3



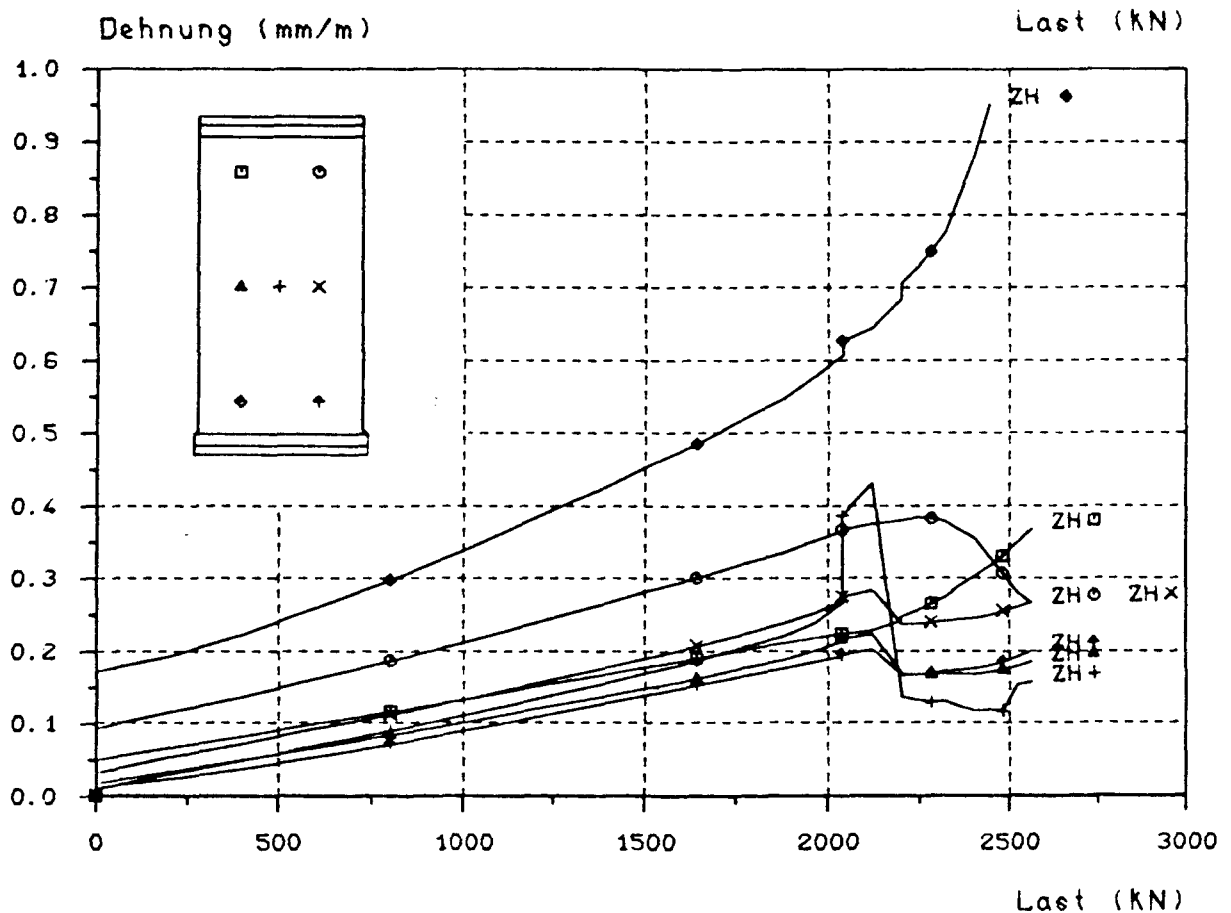
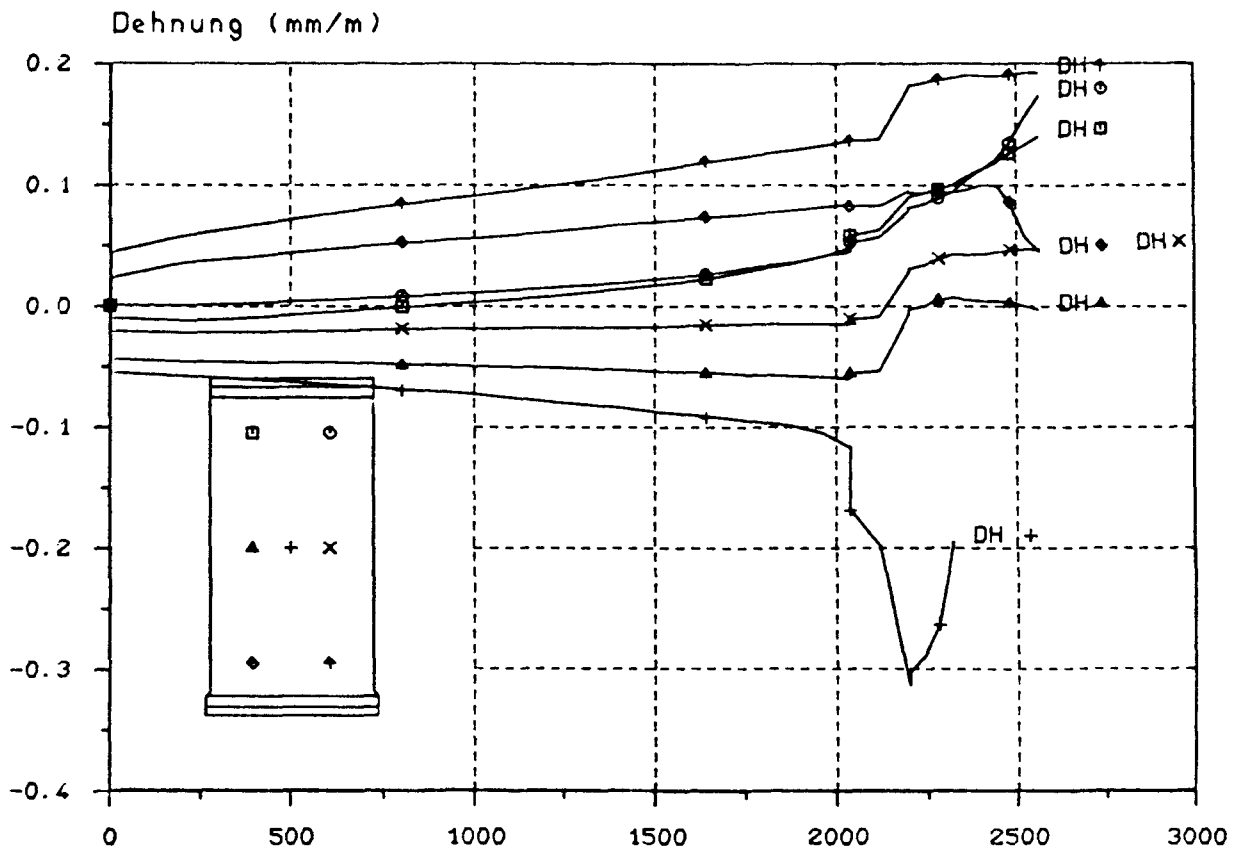
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2563,0 kN



Dehnungs - Last - Diagramm

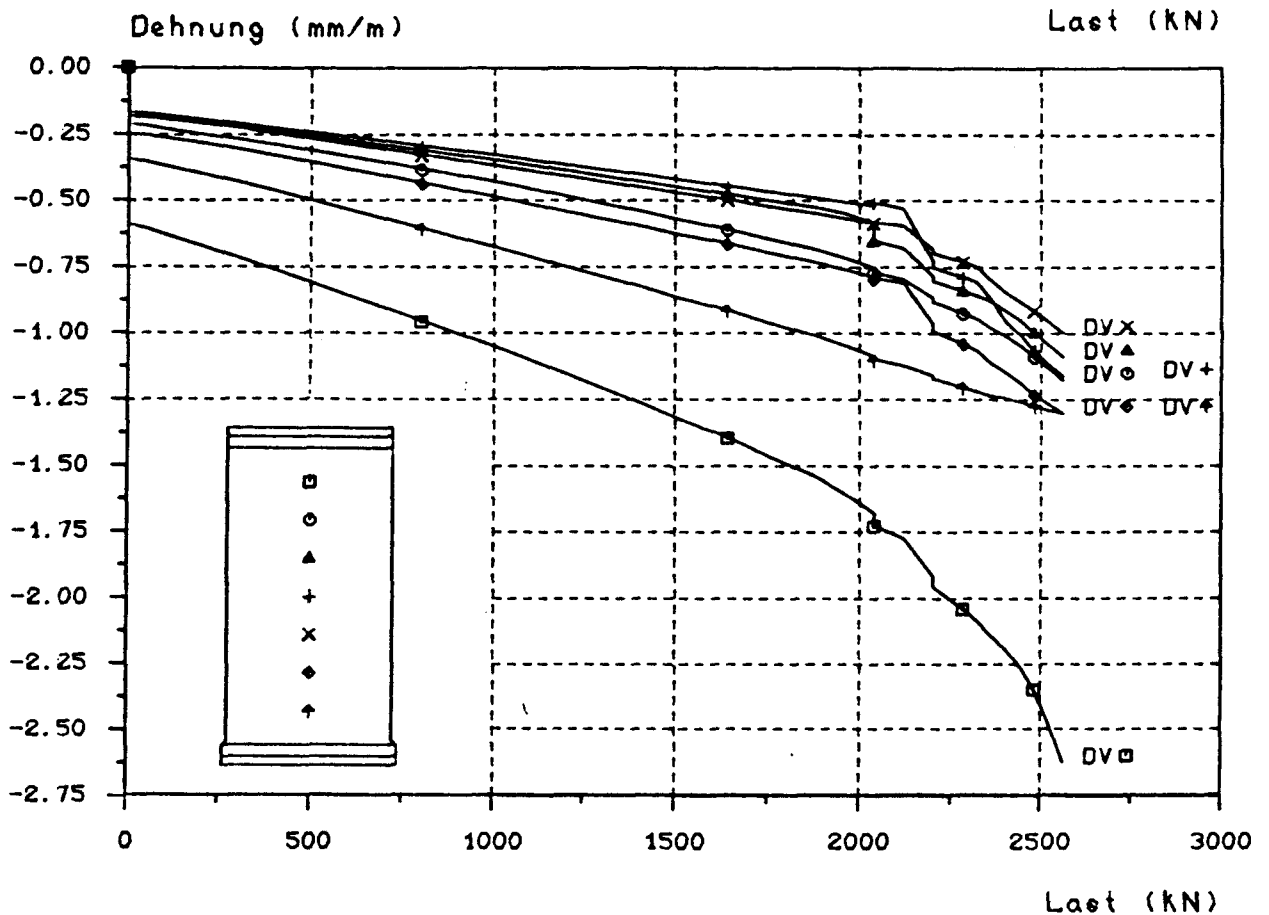
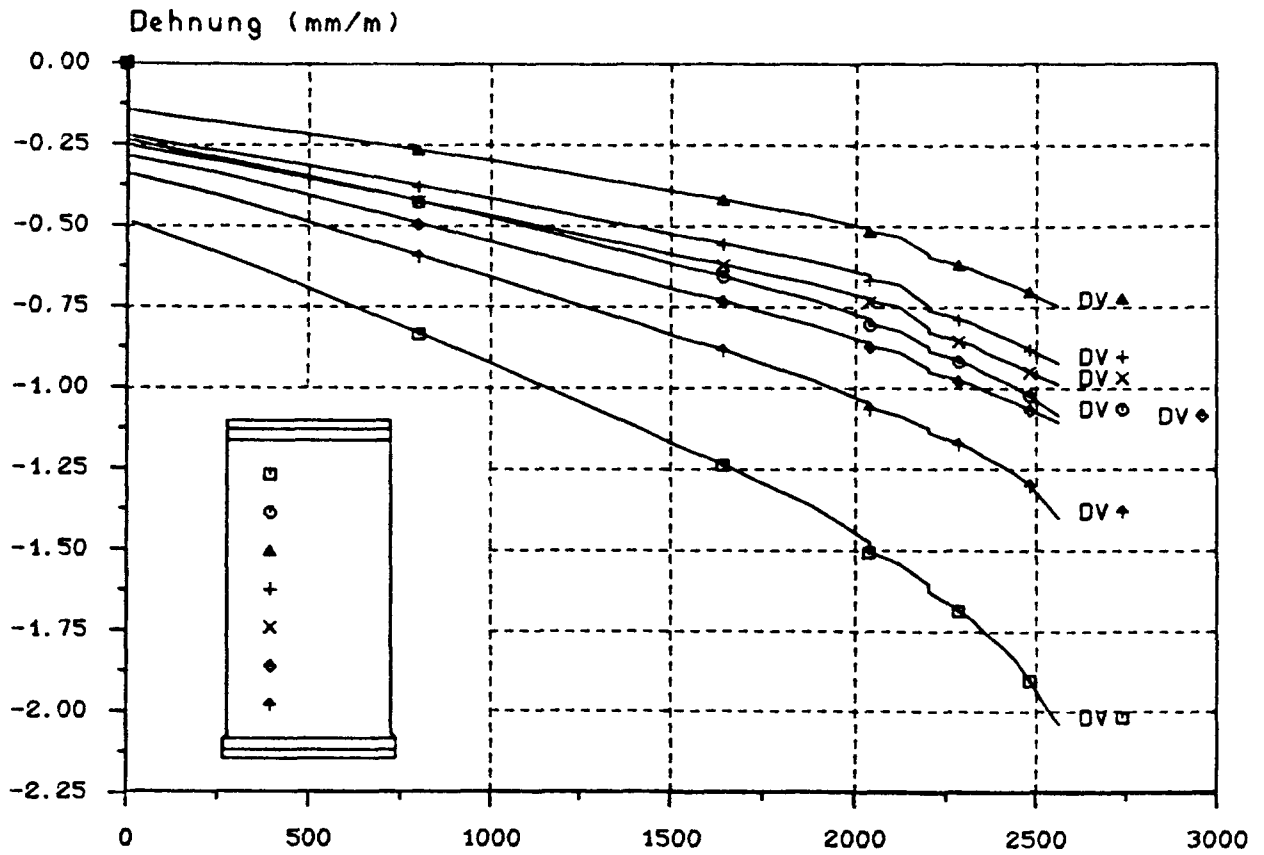
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



Dehnungs - Last - Diagramm

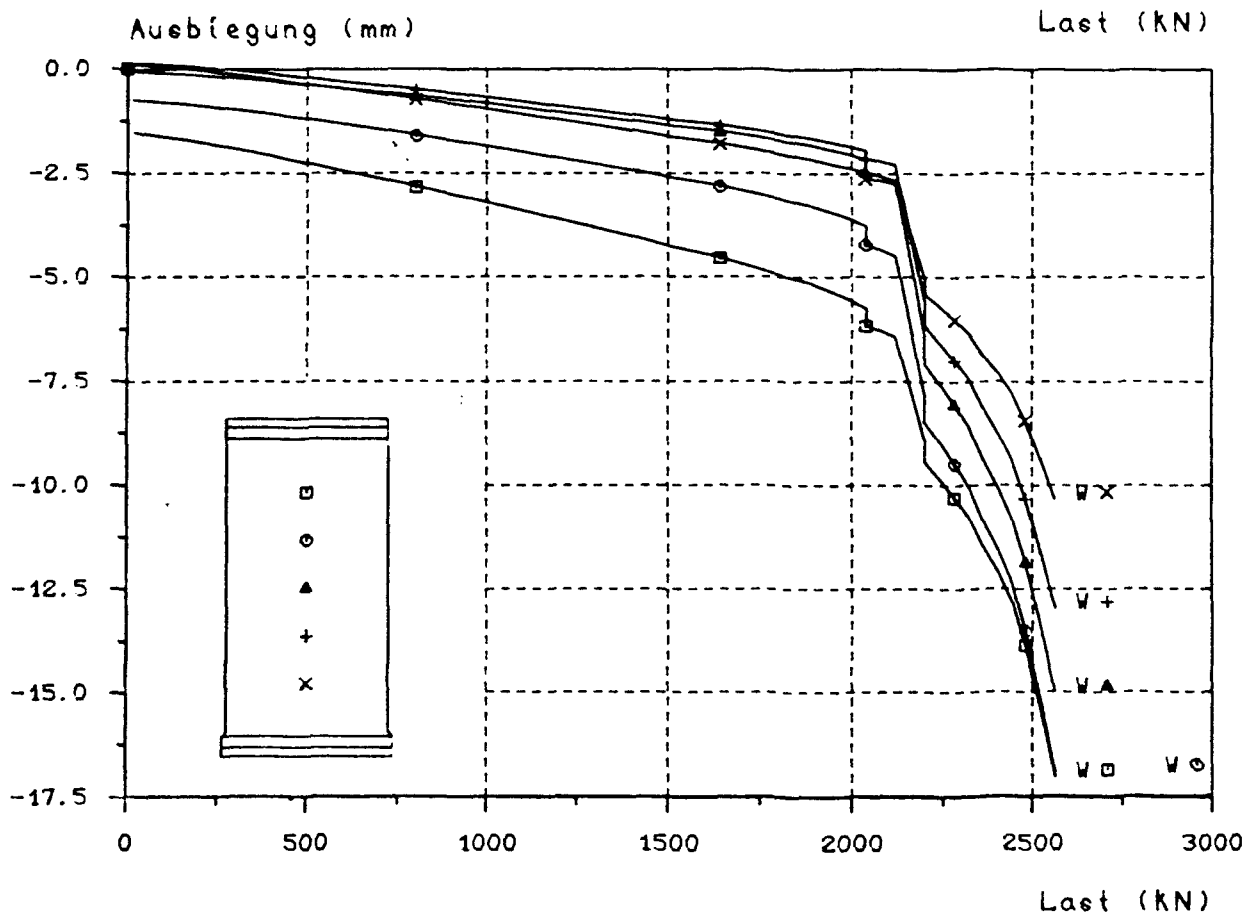
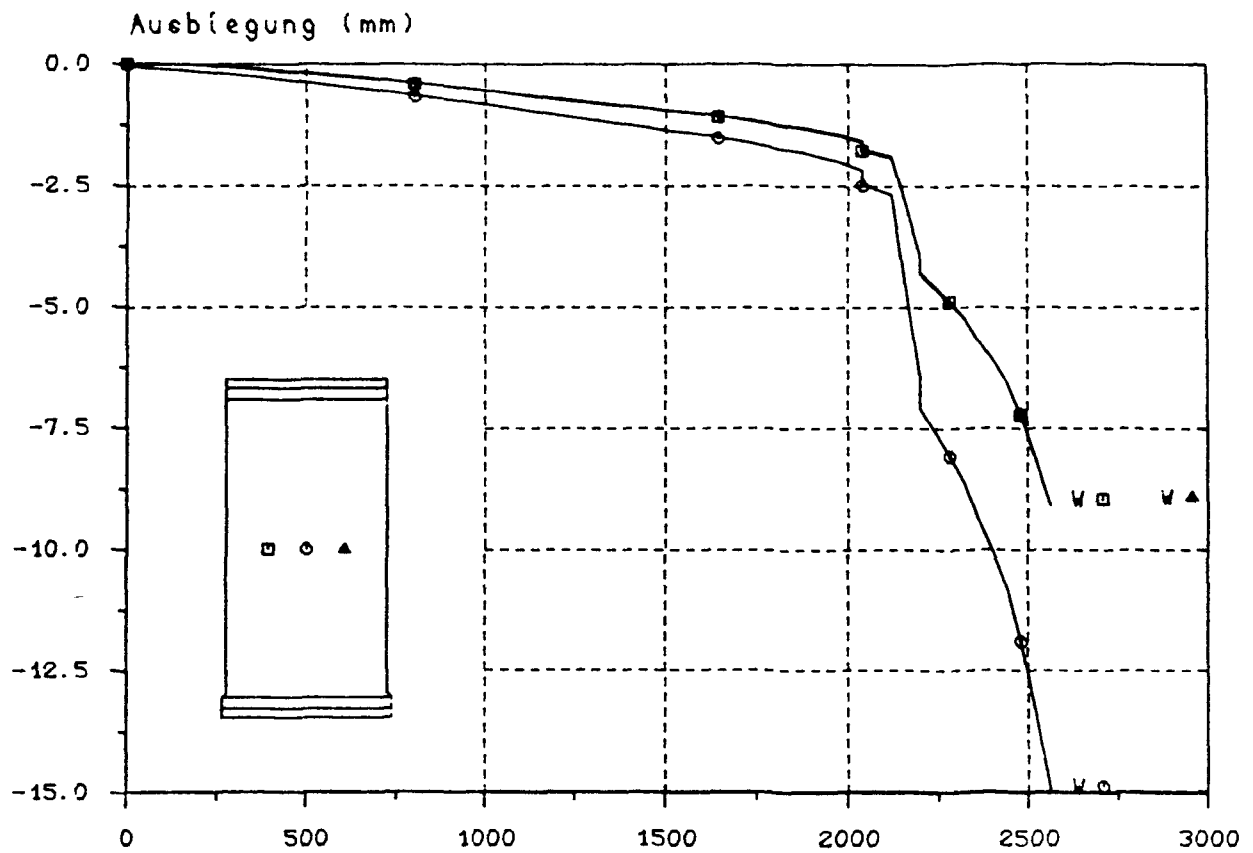
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal





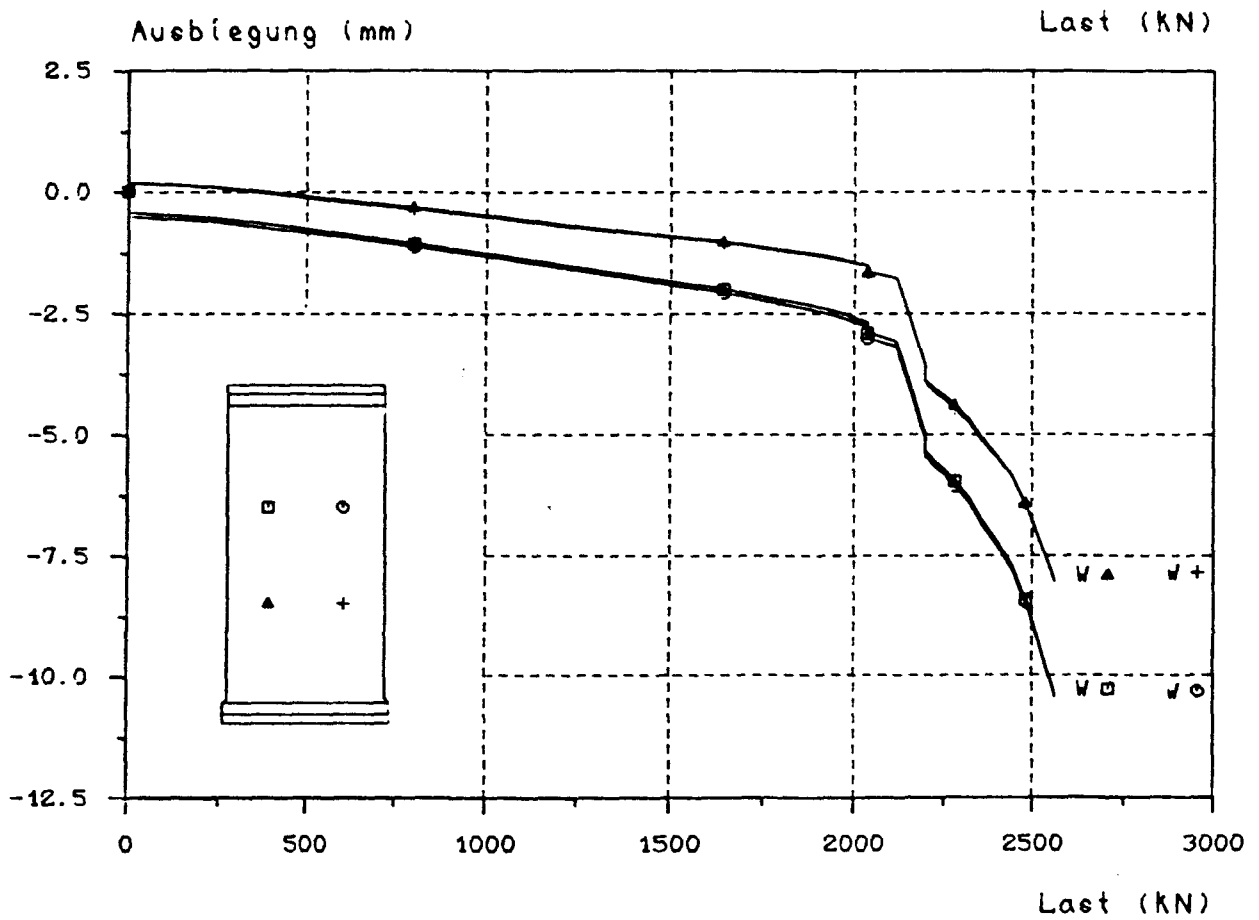
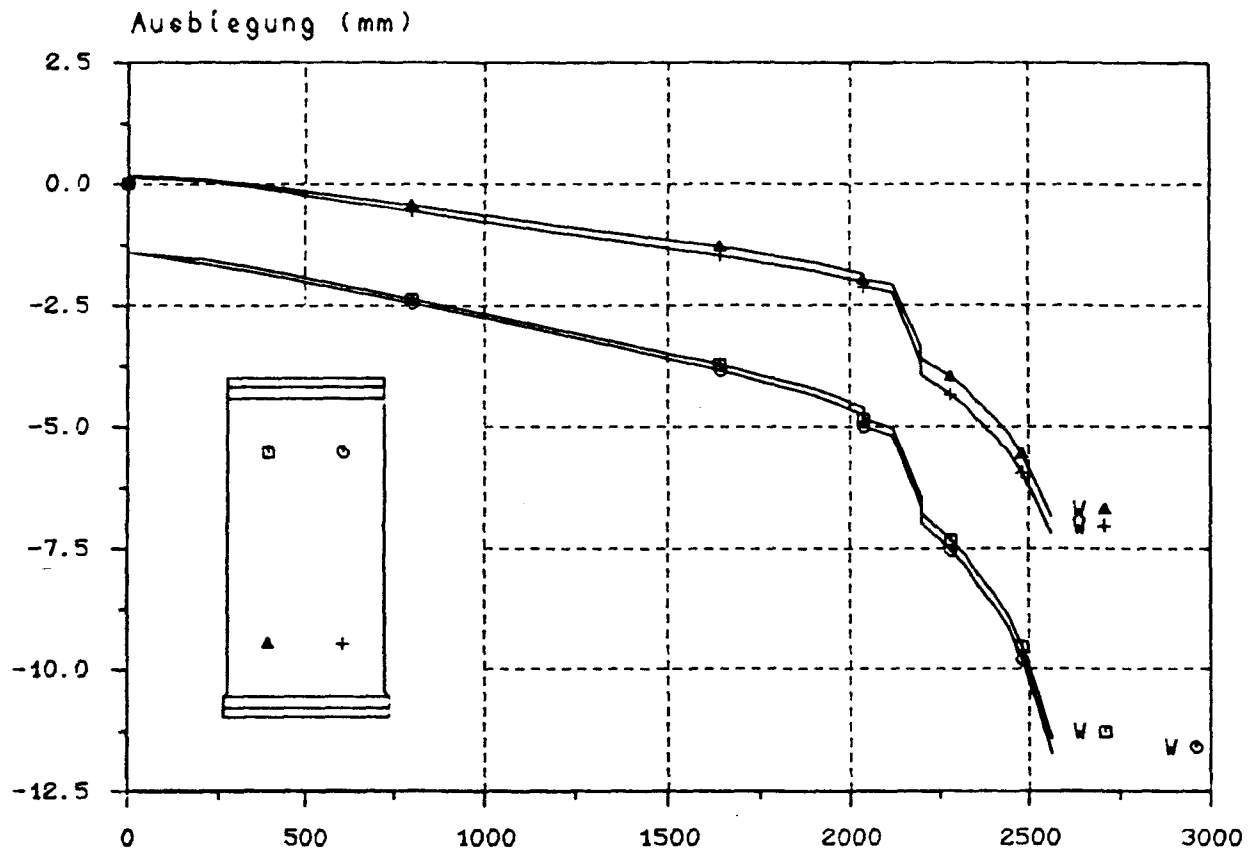
Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

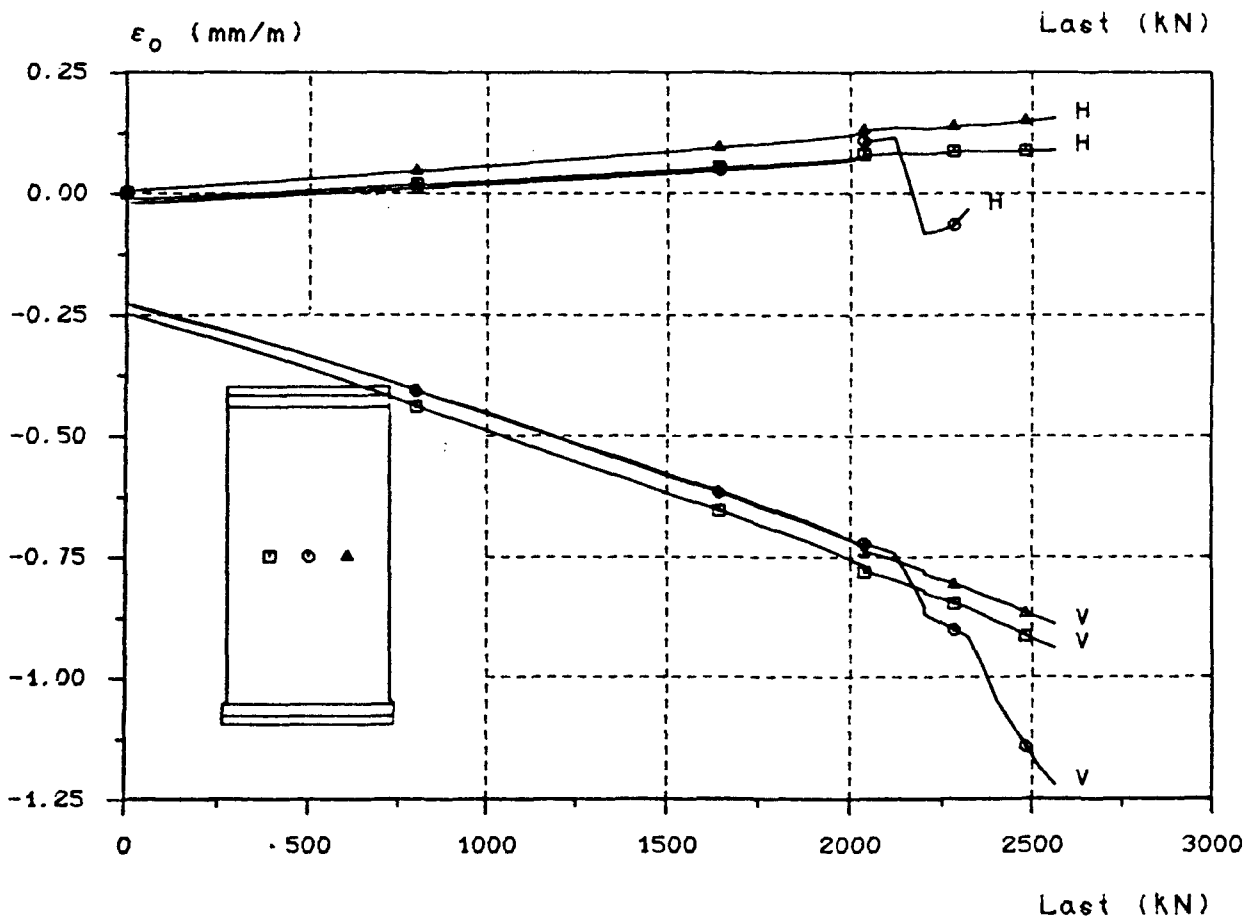
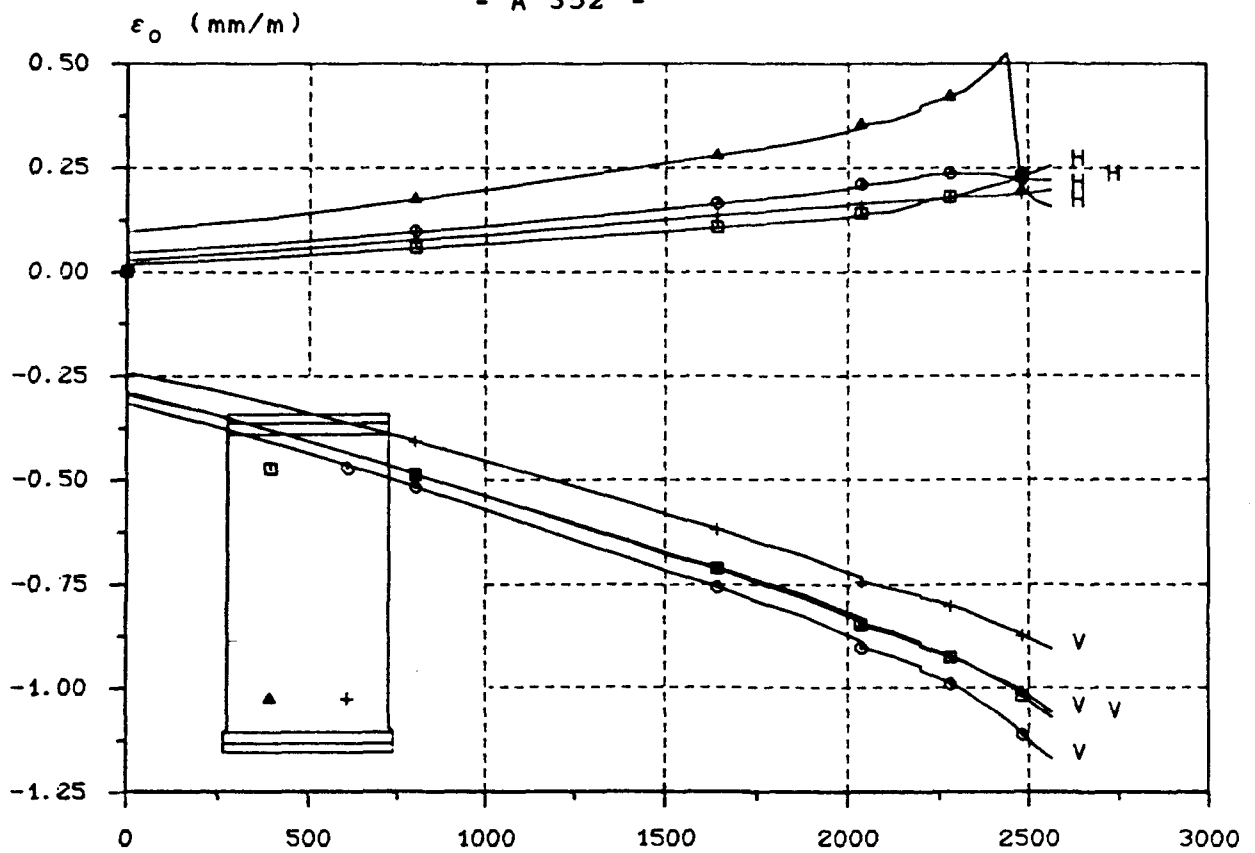


Ausbiegungs - Last - Diagramm



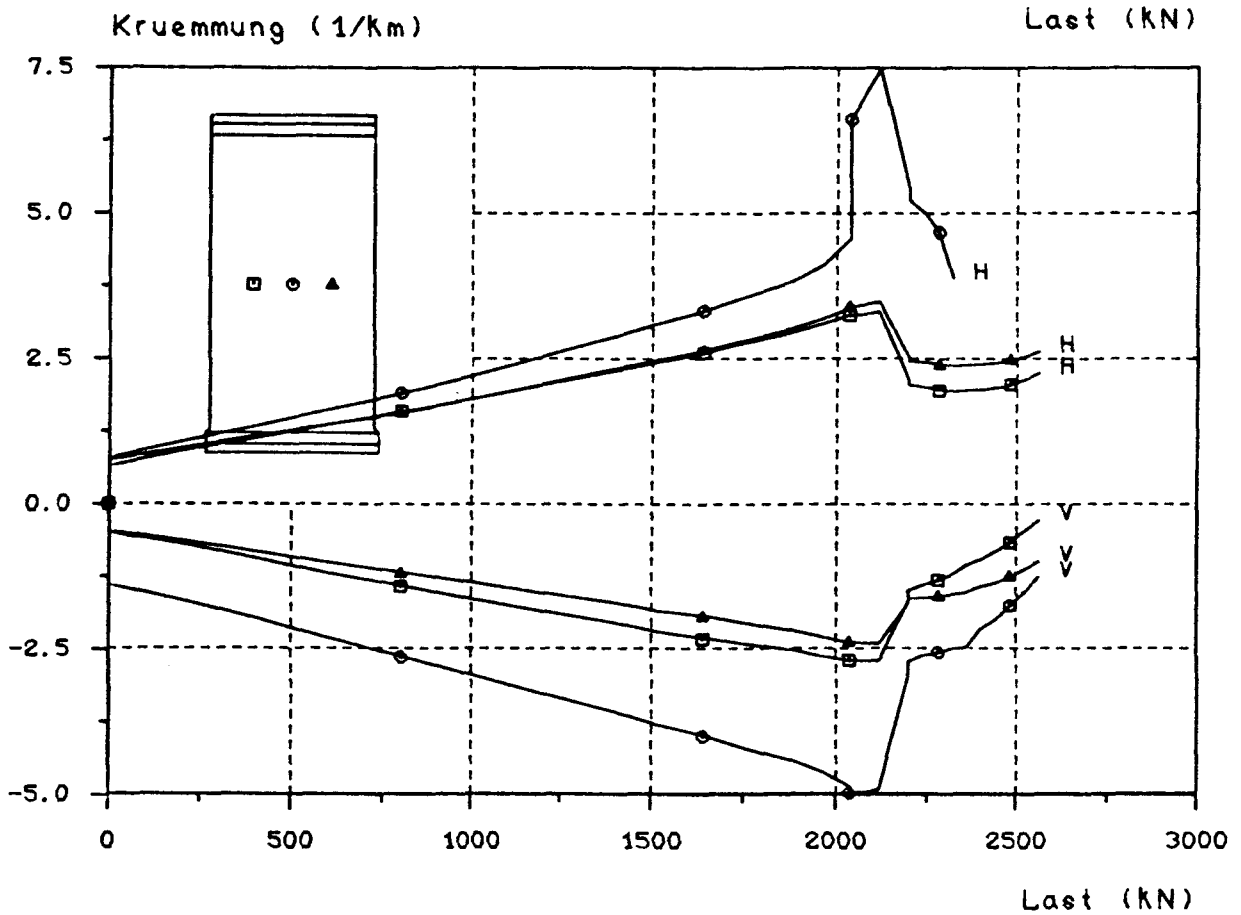
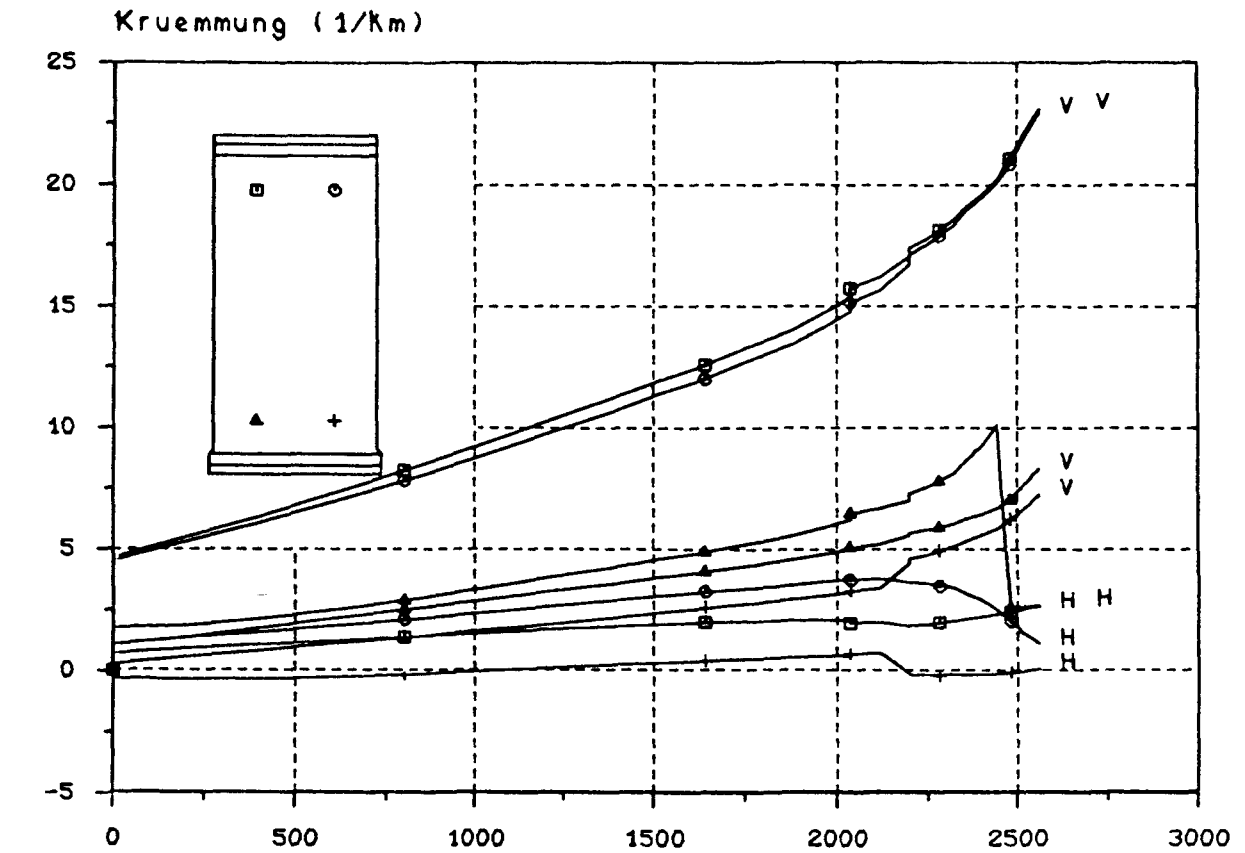


Ausbiegungs - Last - Diagramm



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal



V e r s u c h s w a n d   W 15

4-seitig gelagert

d            = 83,3 mm

$e_K/d$        = 0,2

B e t o n

Alter        = 64 Tage

$\beta_{WVD}$        = 38,5 N/mm<sup>2</sup>

$\beta_p$           = 31,2 N/mm<sup>2</sup>

$\beta_{BZ}$         = 3,38 N/mm<sup>2</sup>

E-Modul    = 27,0 kN/mm<sup>2</sup>

B e w e h r u n g

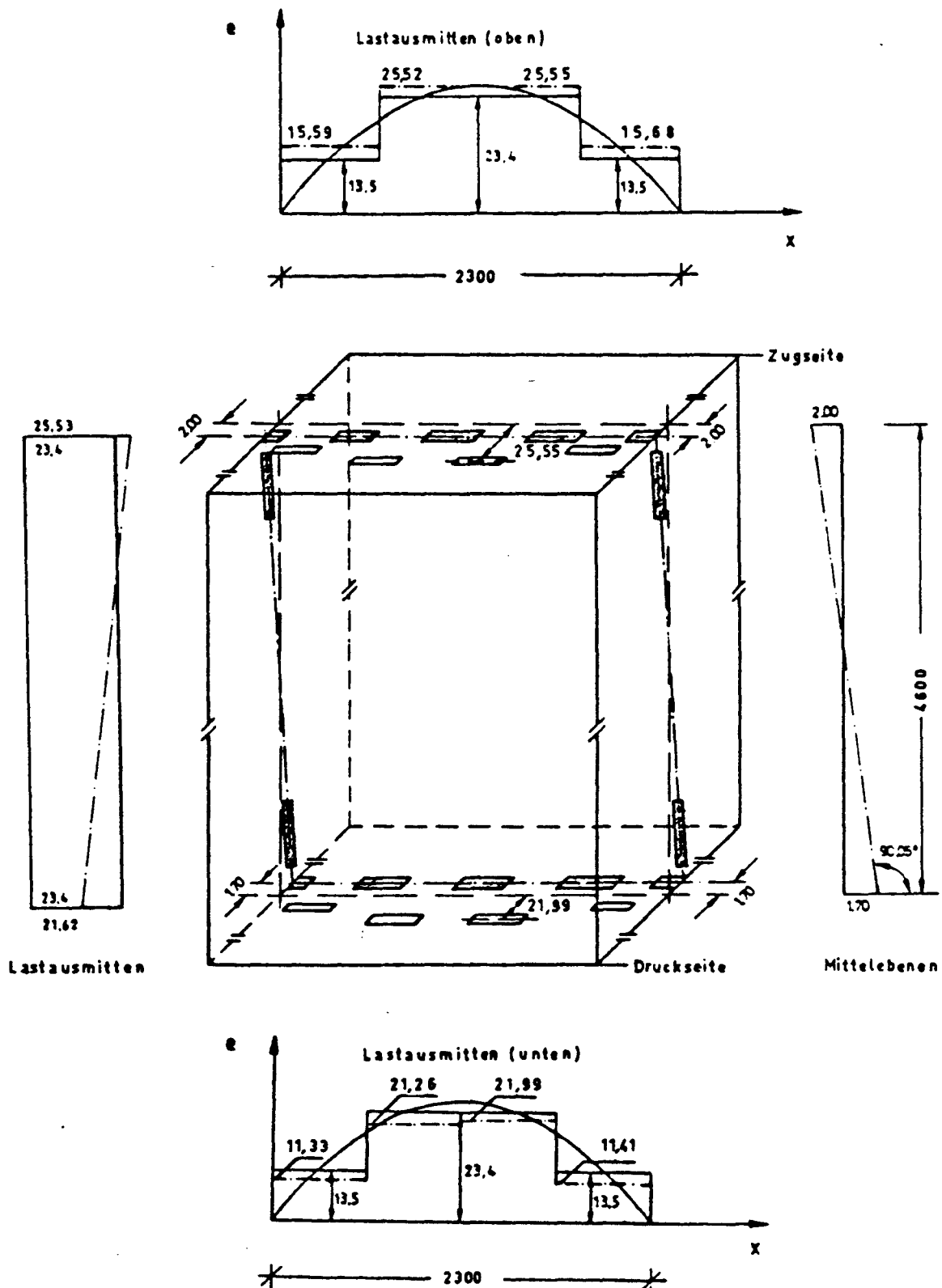
Lagermatte R 221

mittig

E r g e b n i s

tot  $F_u$       = 2,494 MN



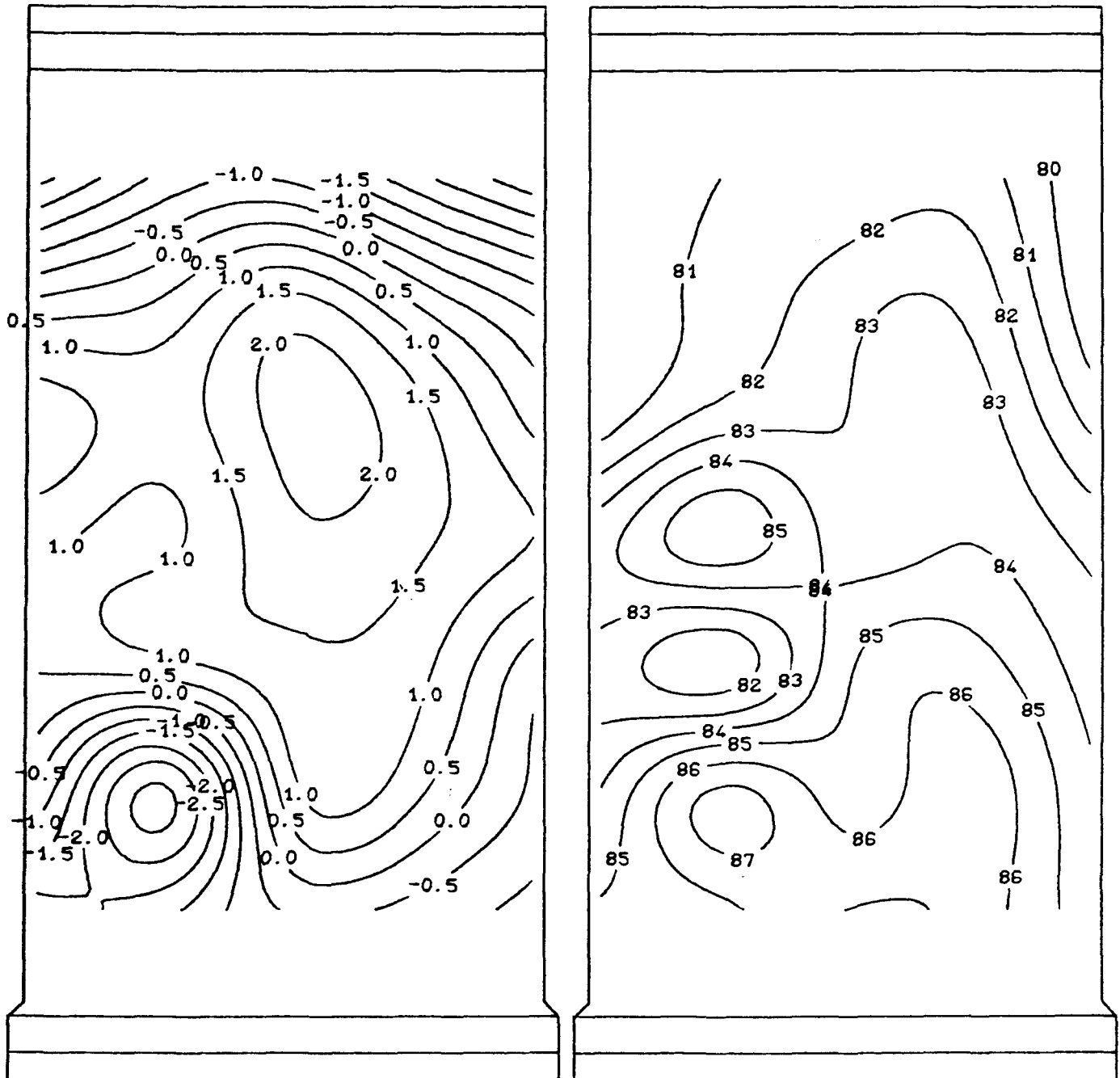


S o l l- und I s t-Mittlebenen (Maße in mm)

# Ansicht der Druckseite

Abweichungen der approximierten  
Mittlebene von der Mittelfläche

Linien gleicher Wanddicke



## Wandtopologie

Bei der Ausführung zugrunde gelegte Mittlebene (Ist)

B I L D A 310

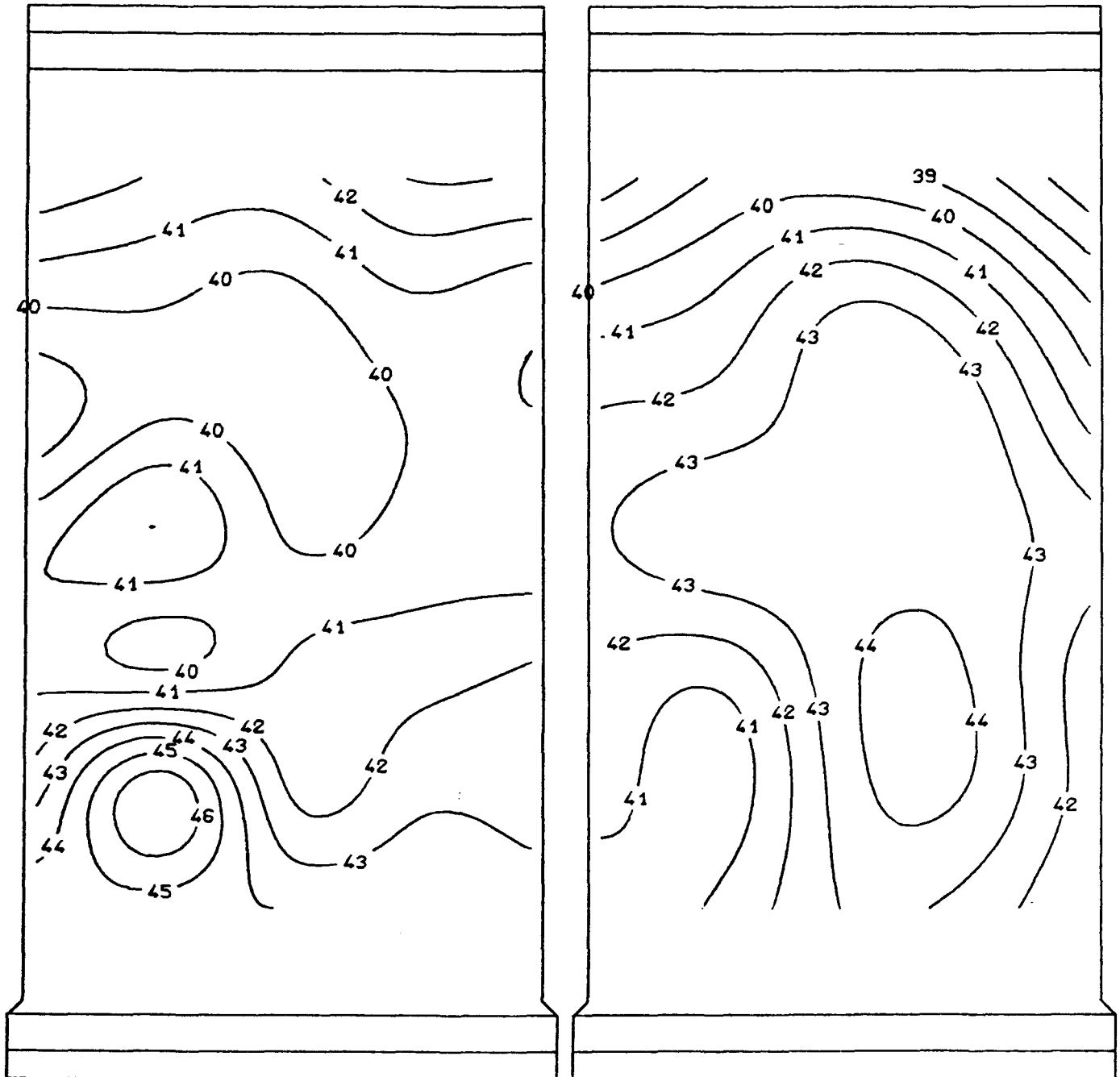
Versuchswand W 15



A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Abstand des Zugrandes  
von der approximierten Mittelebene

Abstand des Druckrandes  
von der approximierten Mittelebene



W a n d t o p o l o g i e

Bei der Ausführung zugrunde gelegte Mittelebene (Ist)

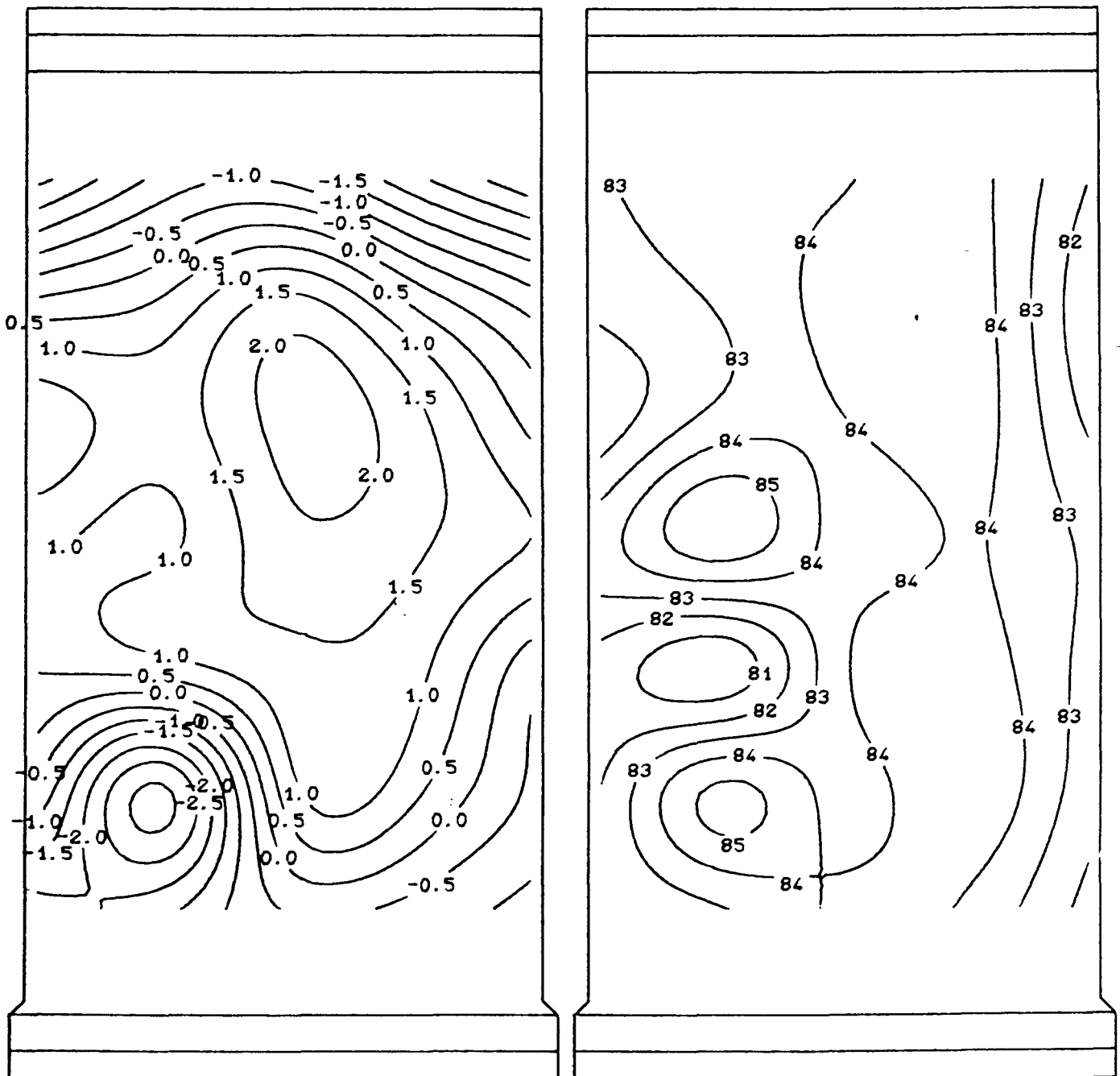
B I L D   A 311

Versuchswand W 15

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Abweichungen der approximierten  
Mittlebene von der Mittelfläche

Linien gleicher Wanddicke



W a n d t o p o l o g i e

Bestapproximierte Mittlebene (Soll)

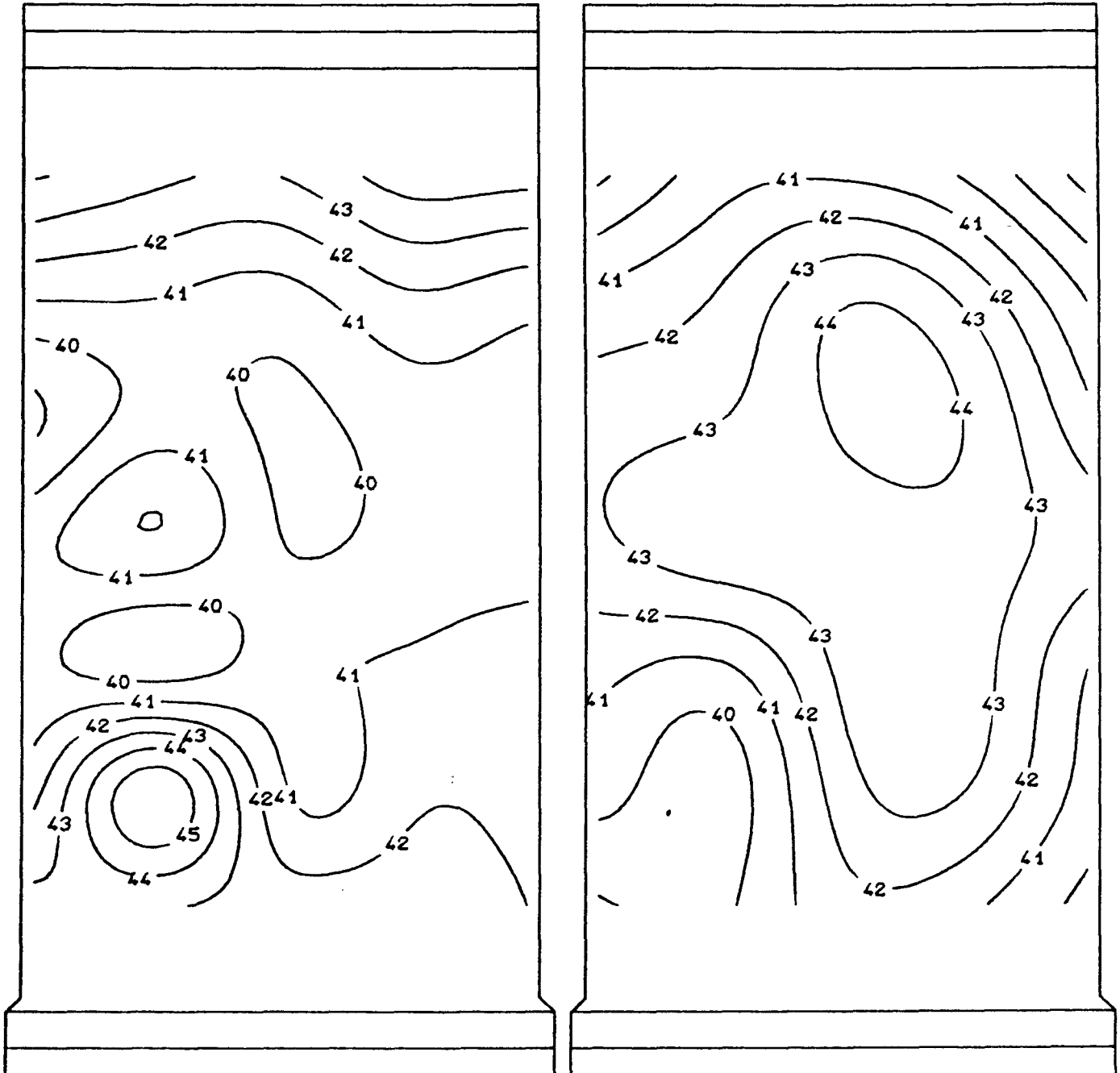
B I L D   A 312

Versuchswand W 15

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Abstand des Zugrandes  
von der approximierten Mittelebene

Abstand des Druckrandes  
von der approximierten Mittelebene

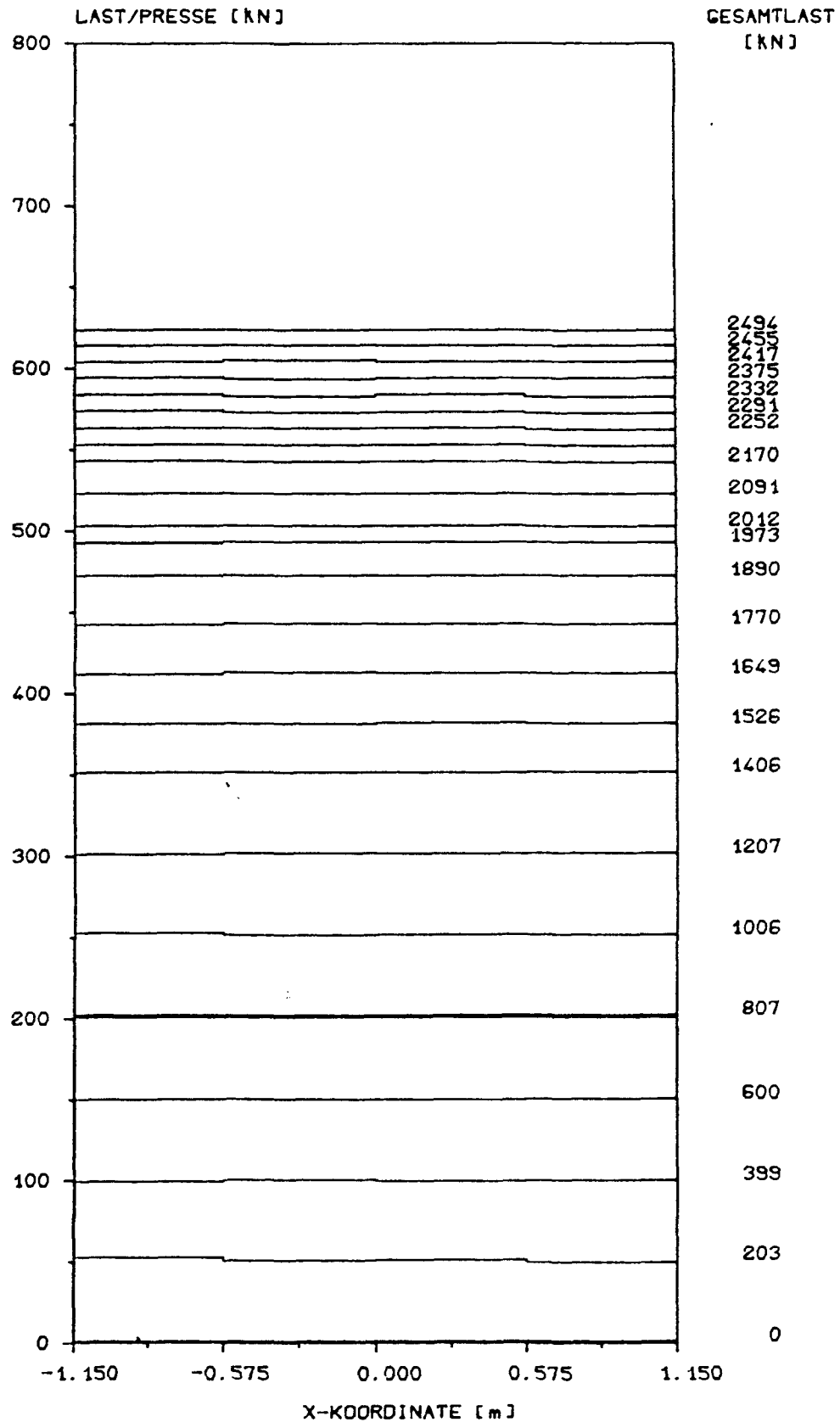


W a n d t o p o l o g i e

Bestapproximierte Mittelebene (Soll)

B I L D   A 313

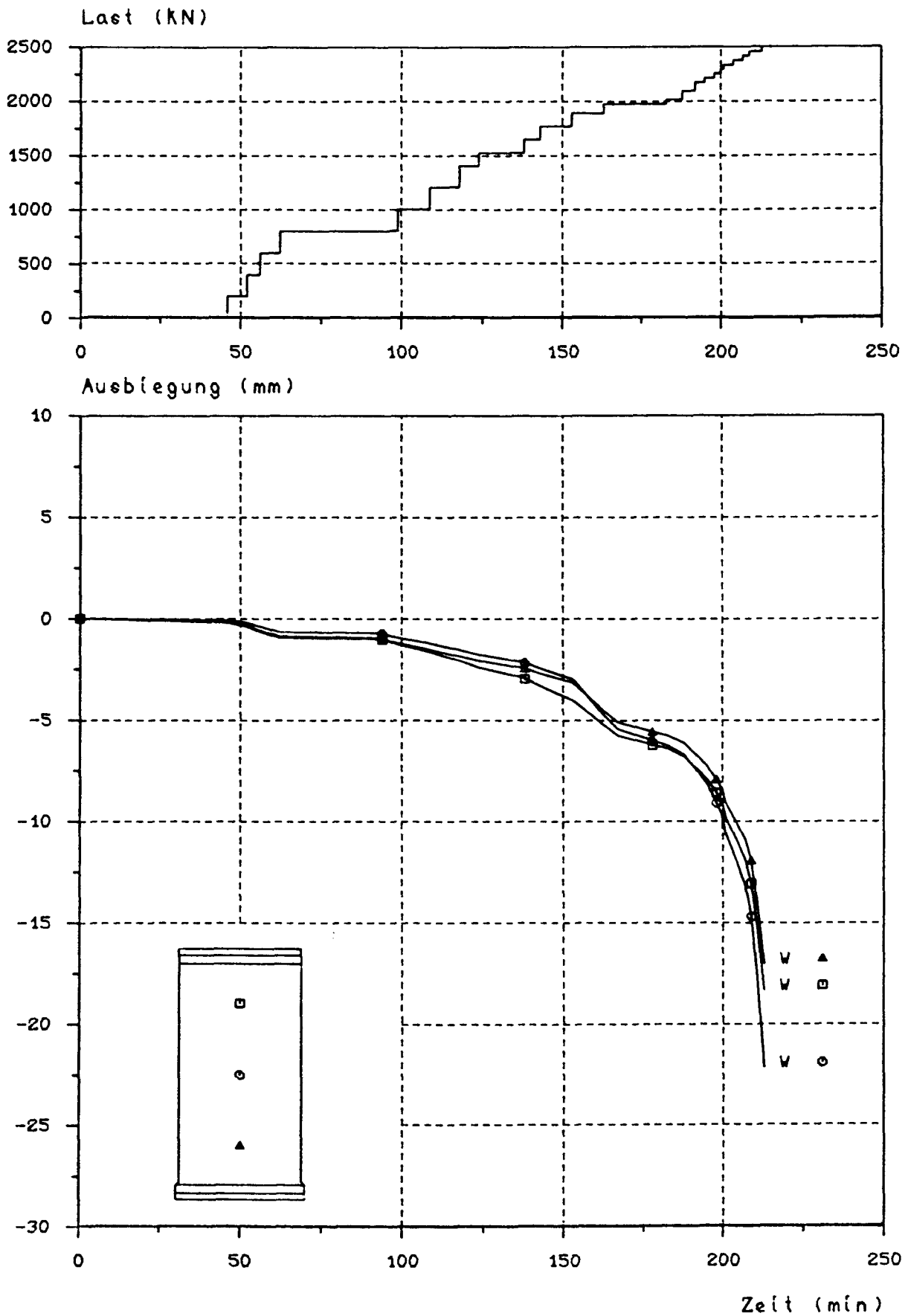
Versuchswand W 15



P r e s s e n d r u c k v e r t e i l u n g

B I L D A 314

Versuchswand W 15



L a s t - Z e i t - b z w . V e r f o r m u n g s - Z e i t - D i a g r a m m

B I L D A 315

Versuchswand W 15

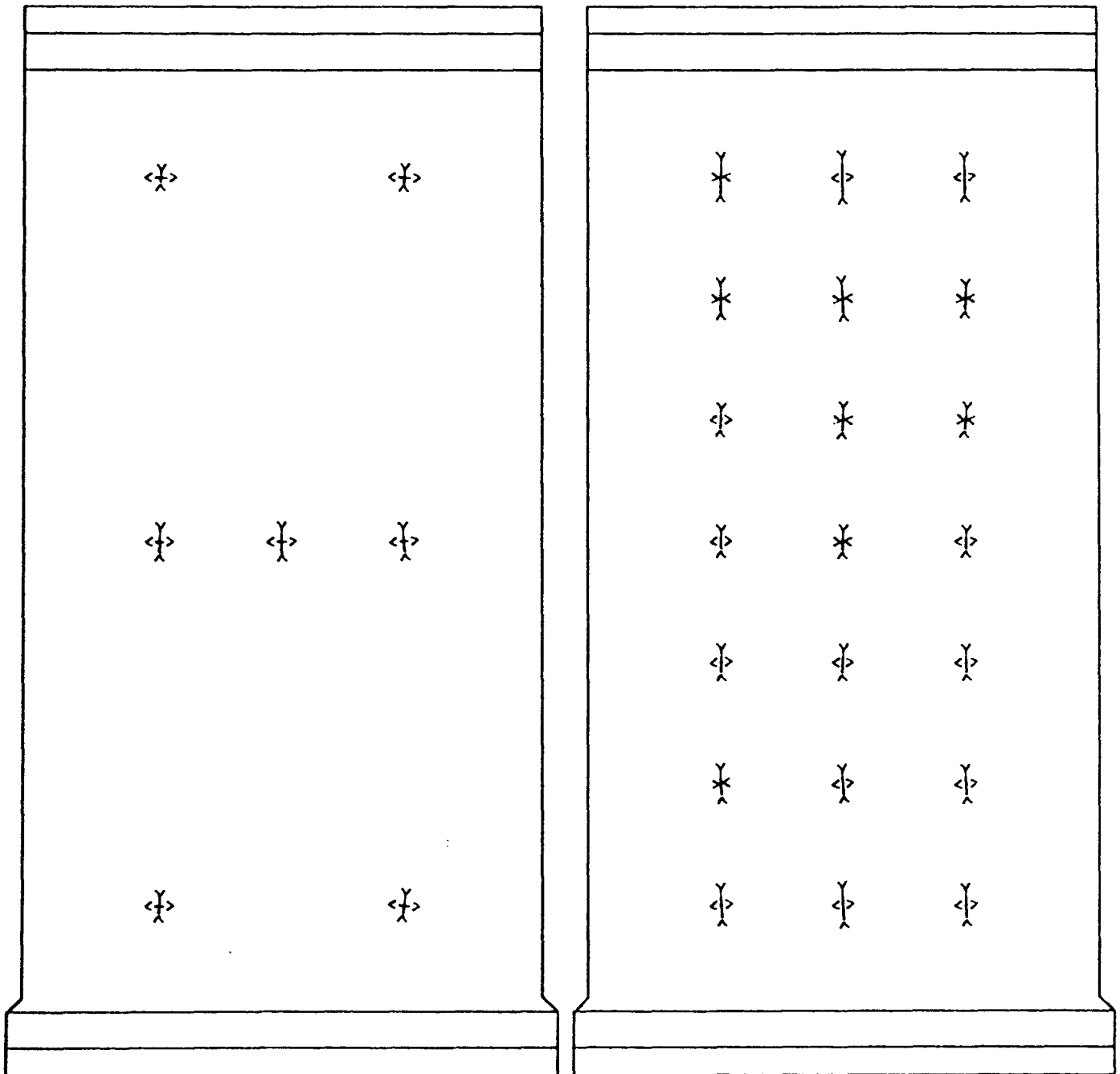


A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

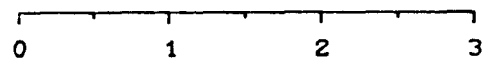
Zugseite

Last = 802,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 316

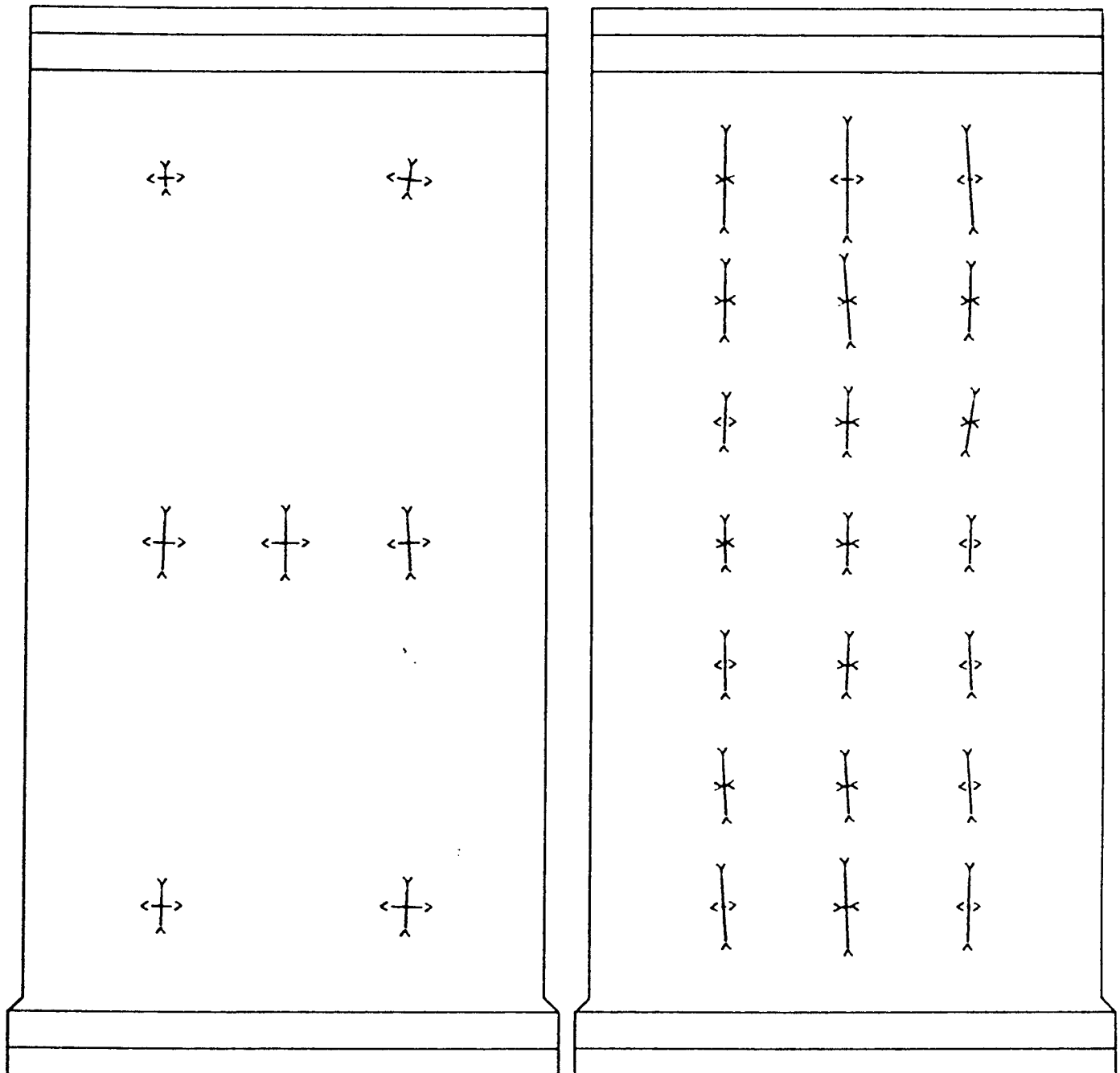
Versuchswand W 15

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

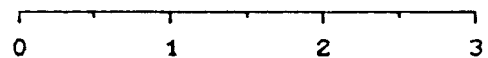
Zugseite

Last = 1770,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 317

Versuchswand W 15

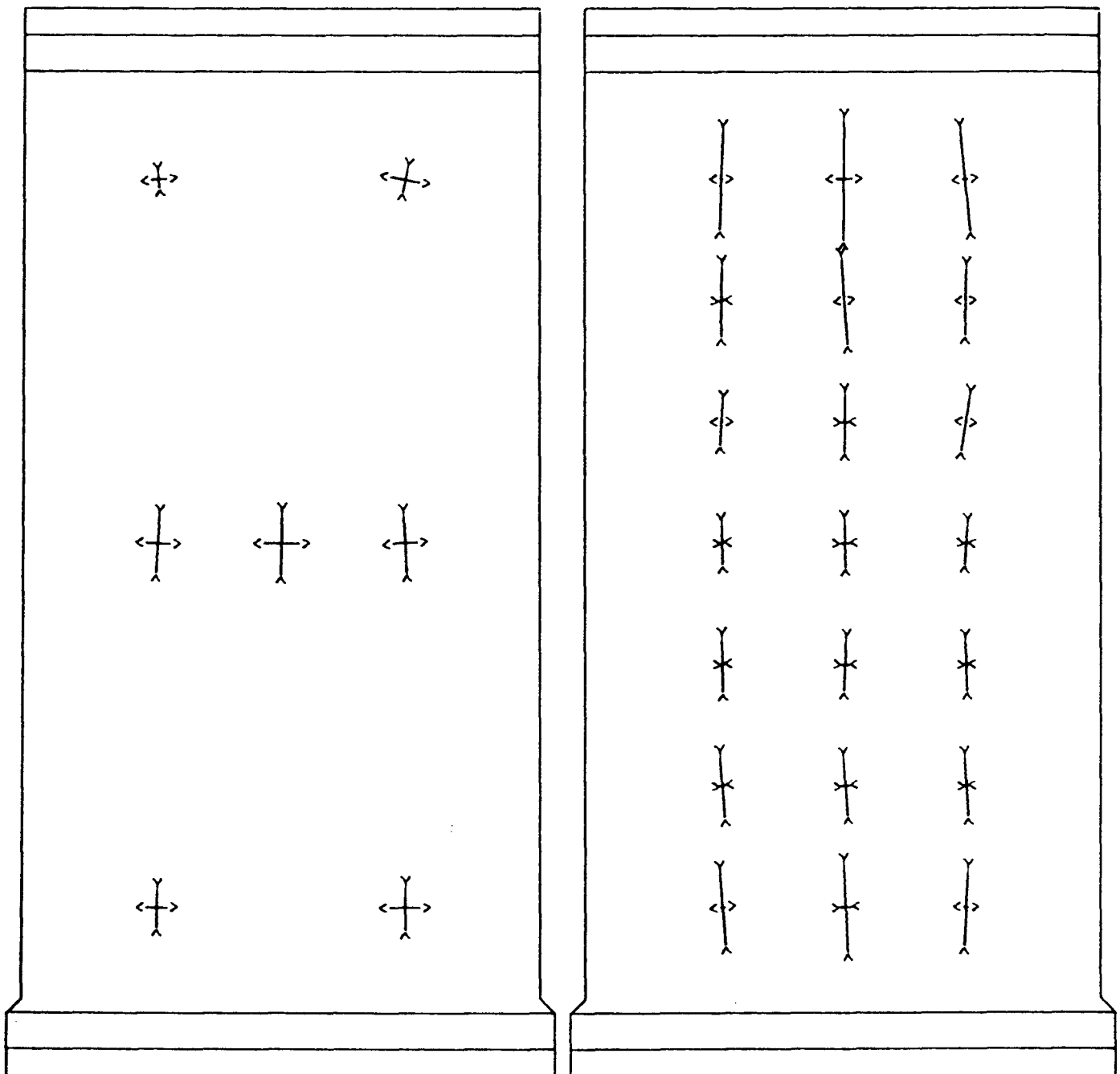


A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

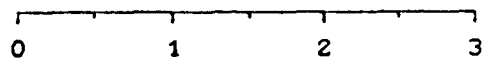
Zugseite

Last = 1890,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

B I L D   A 318

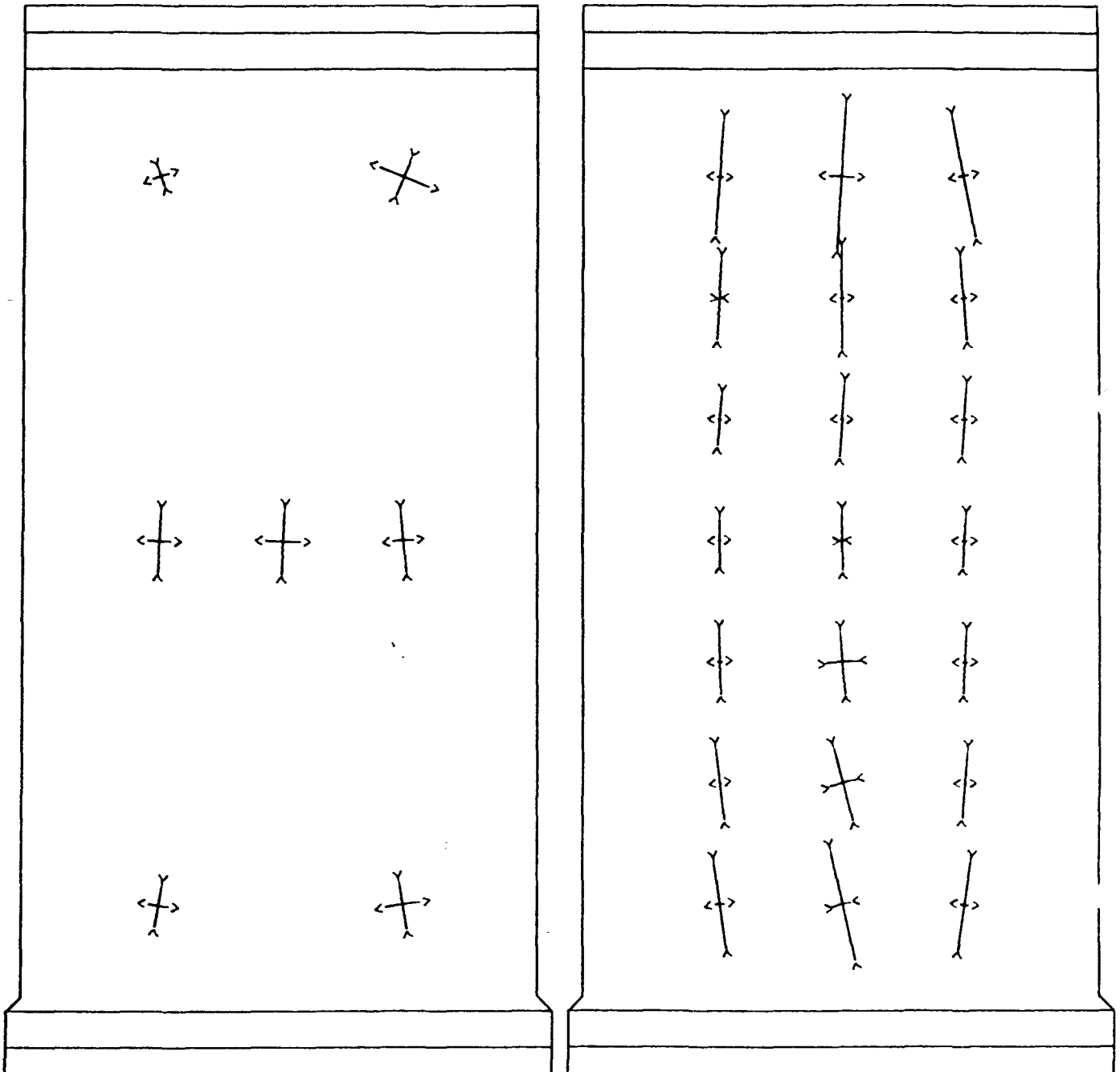
Versuchswand W 15

A n s i c h t d e r D r u c k s e i t e

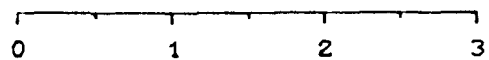
Zugseite

Last = 1973,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

B I L D A 319

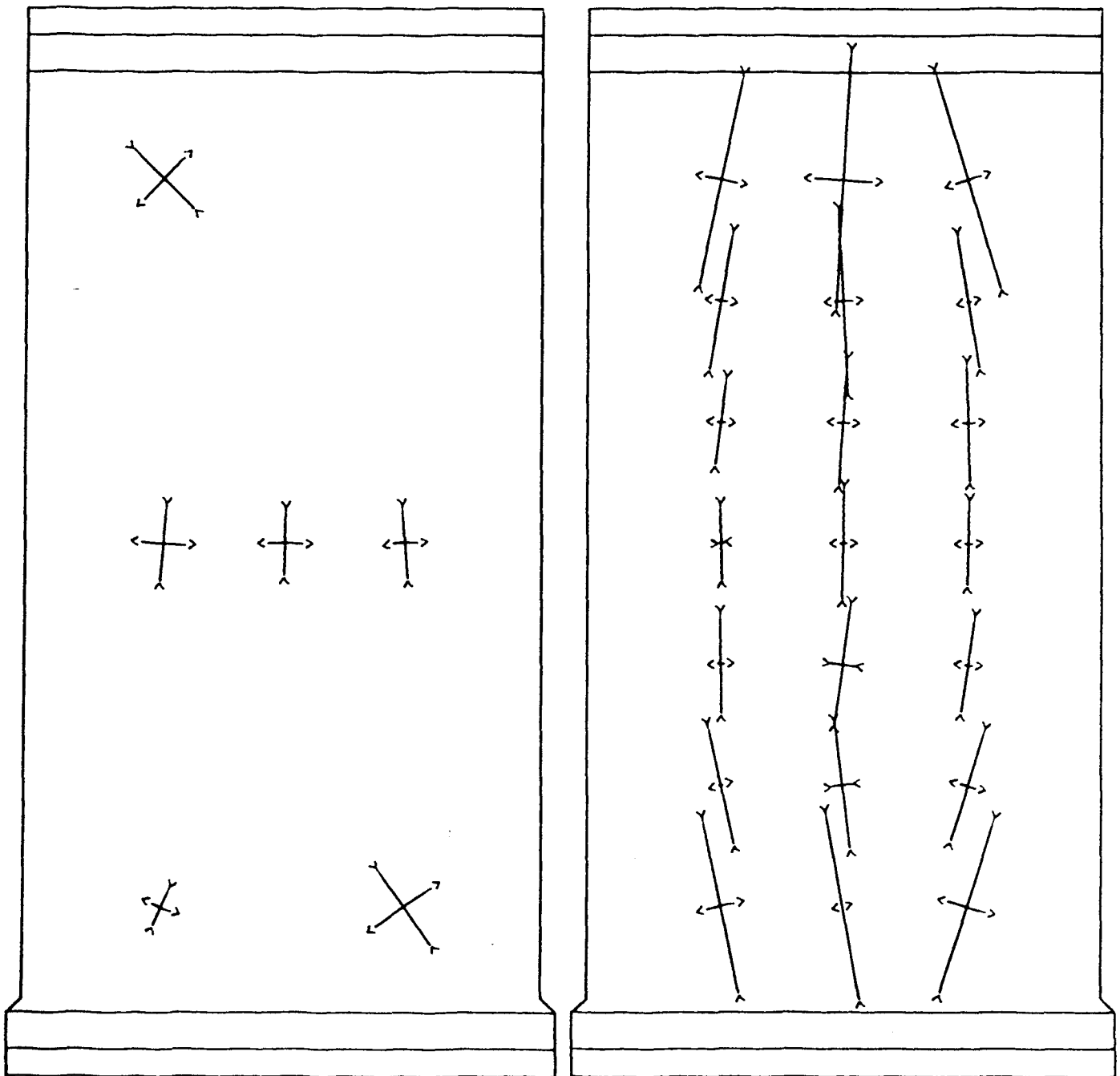
Versuchswand W 15

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

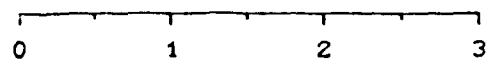
Zugseite

Last = 2494,0 kN

Druckseite



Maßstab der Dehnungen in mm/m



H a u p t d e h n u n g e n

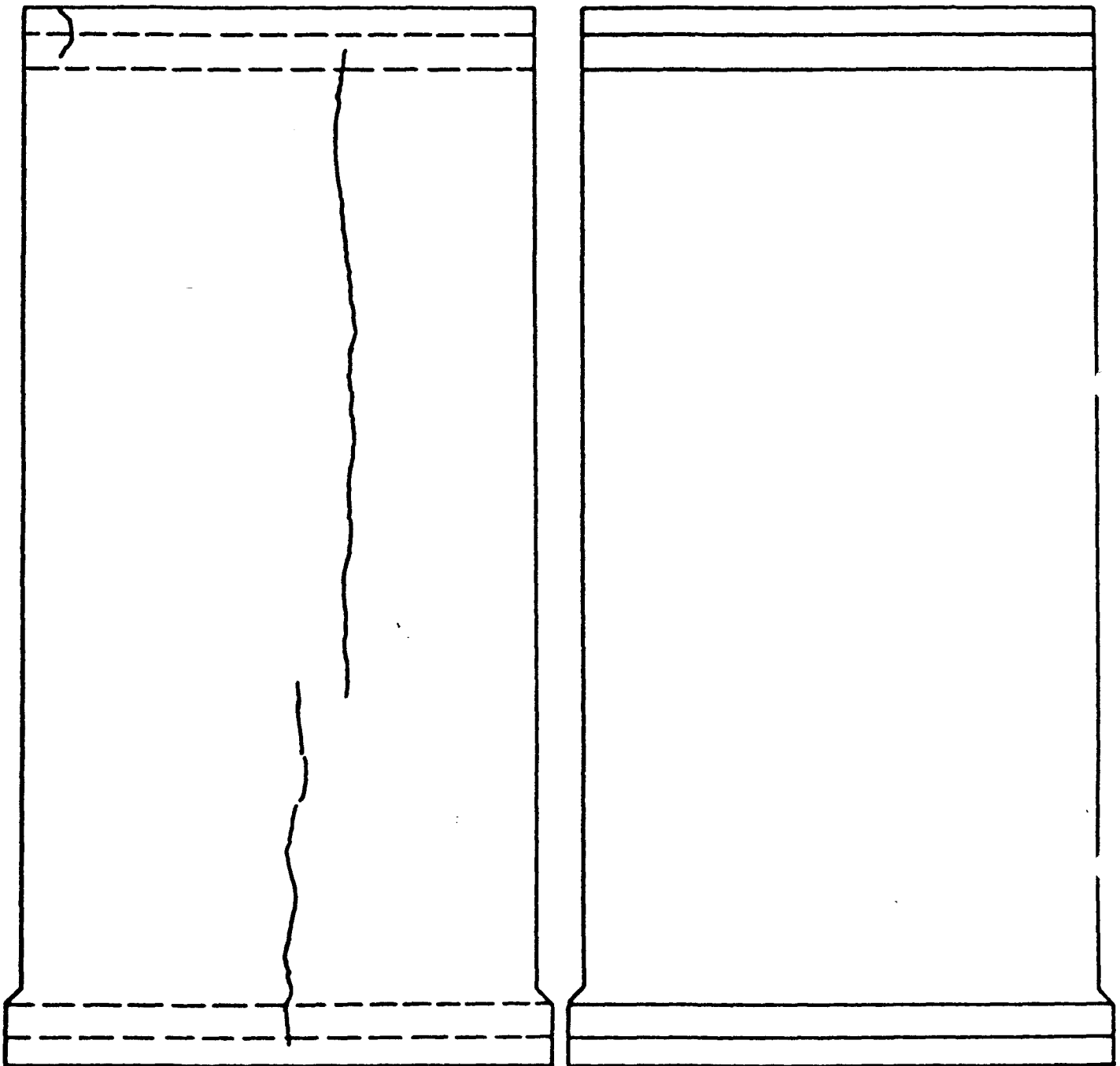
B I L D   A   320

Versuchswand W 15

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Druckseite



R i ß b i l d e r

Last = 1972,0 kN

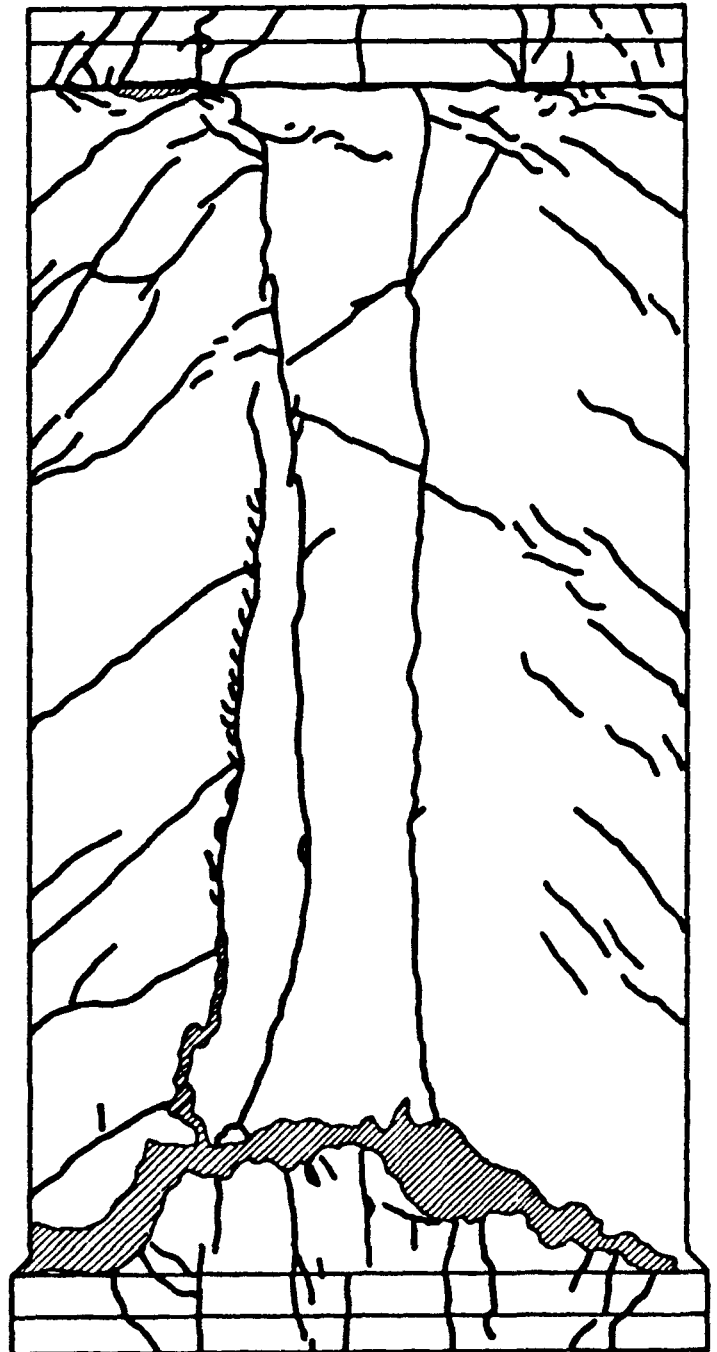
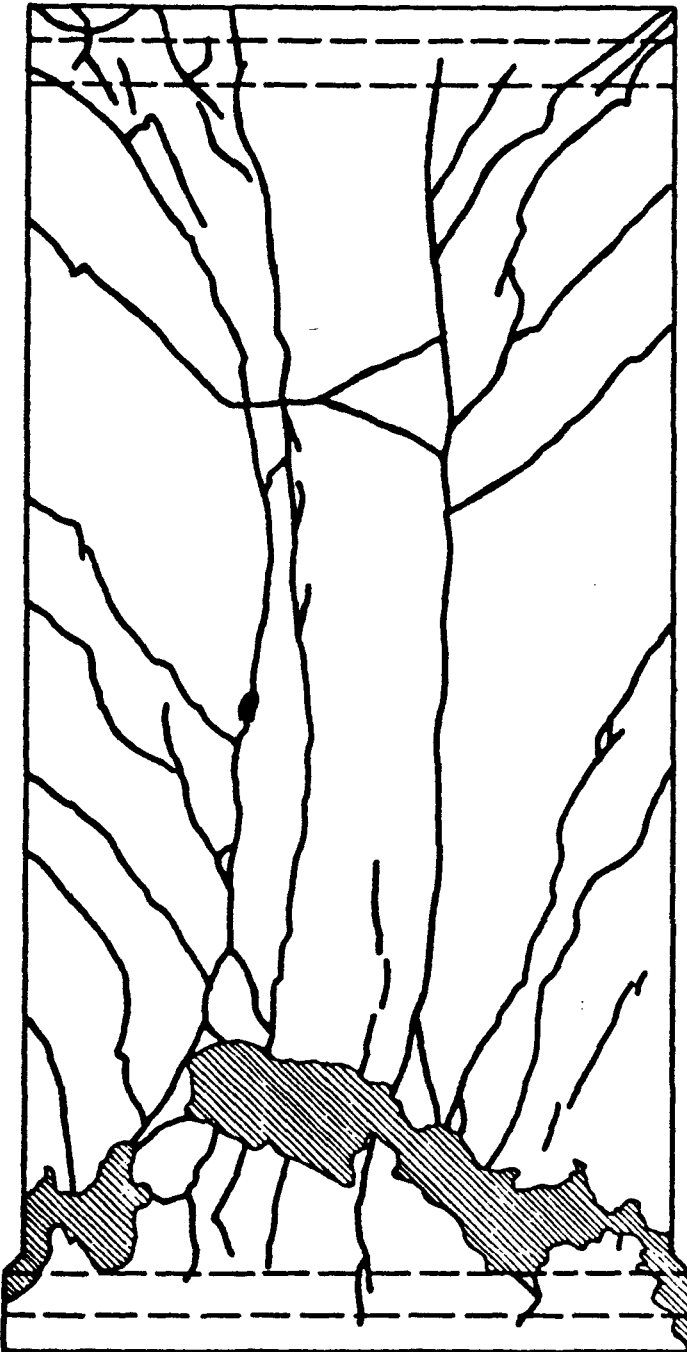
B I L D   A 321

Versuchswand W 15

A n s i c h t   d e r   D r u c k s e i t e

Zugseite

Druckseite



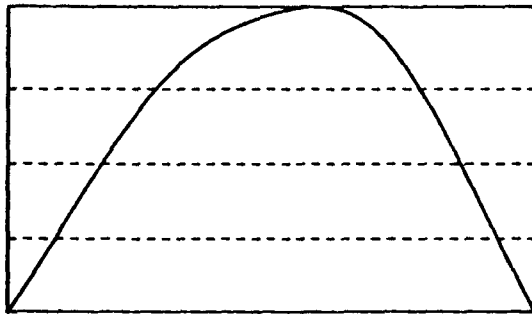
B r u c h b i l d e r

B I L D   A   3 2 2

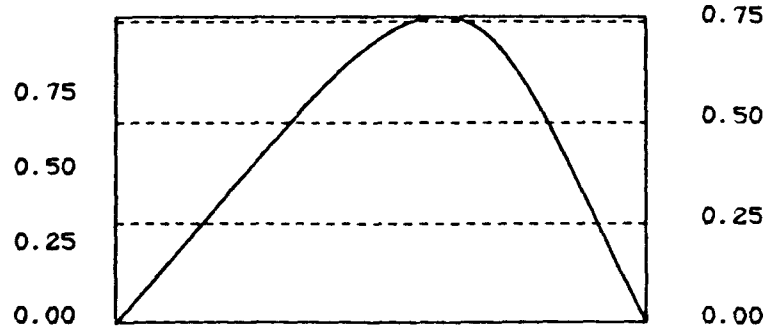
Versuchswand W 15



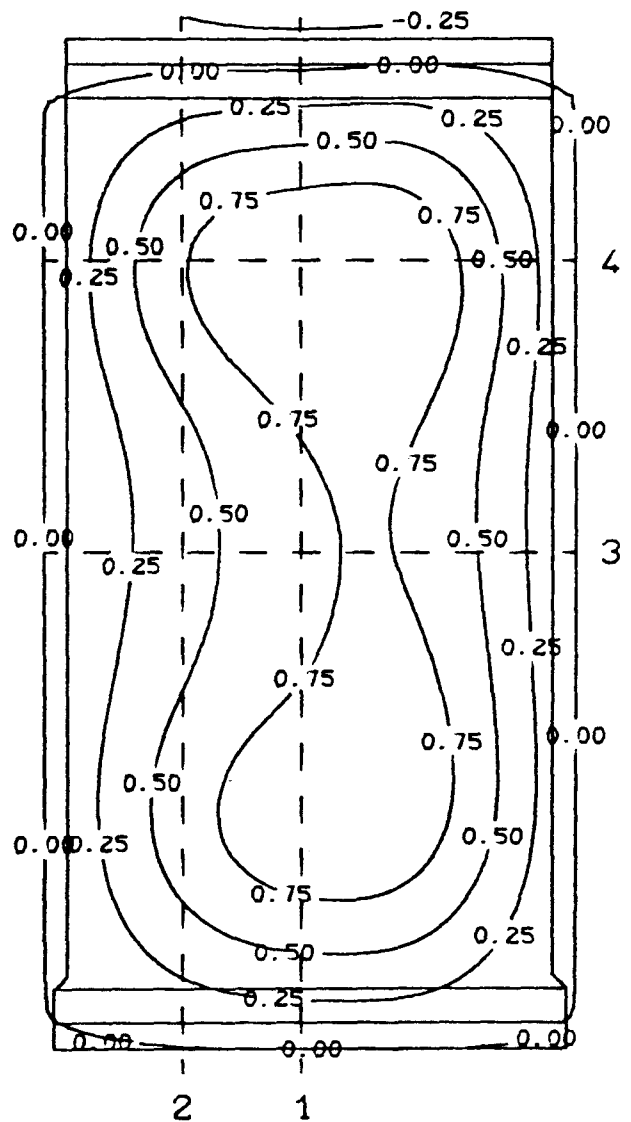
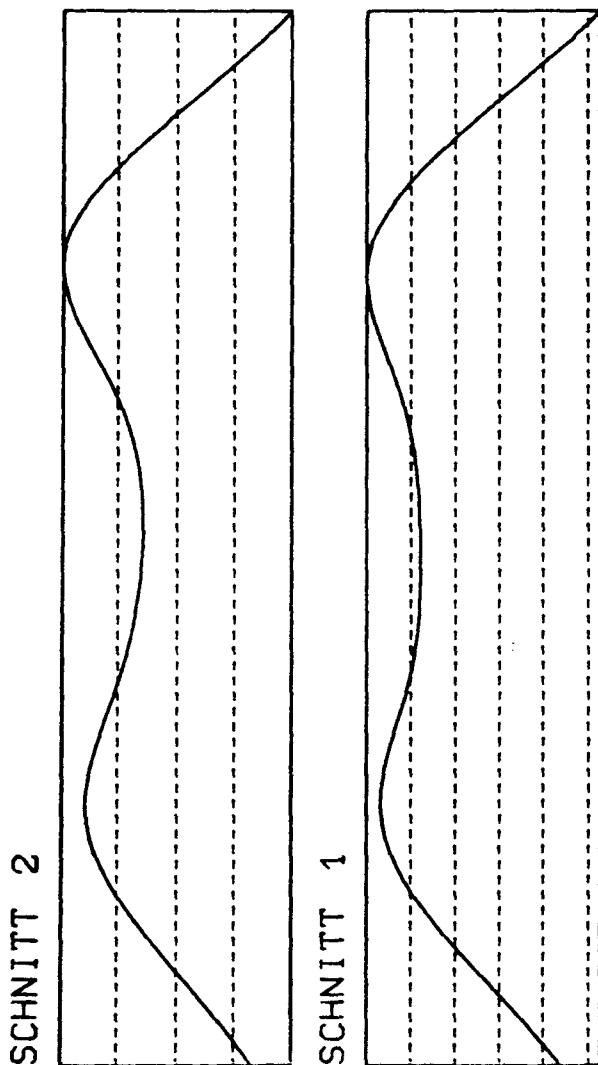
SCHNITT 4



SCHNITT 3



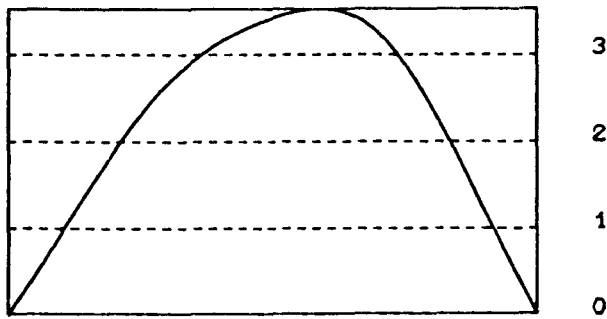
0.50 0.25 0.00 0.75 0.50 0.25 0.00 -0.25



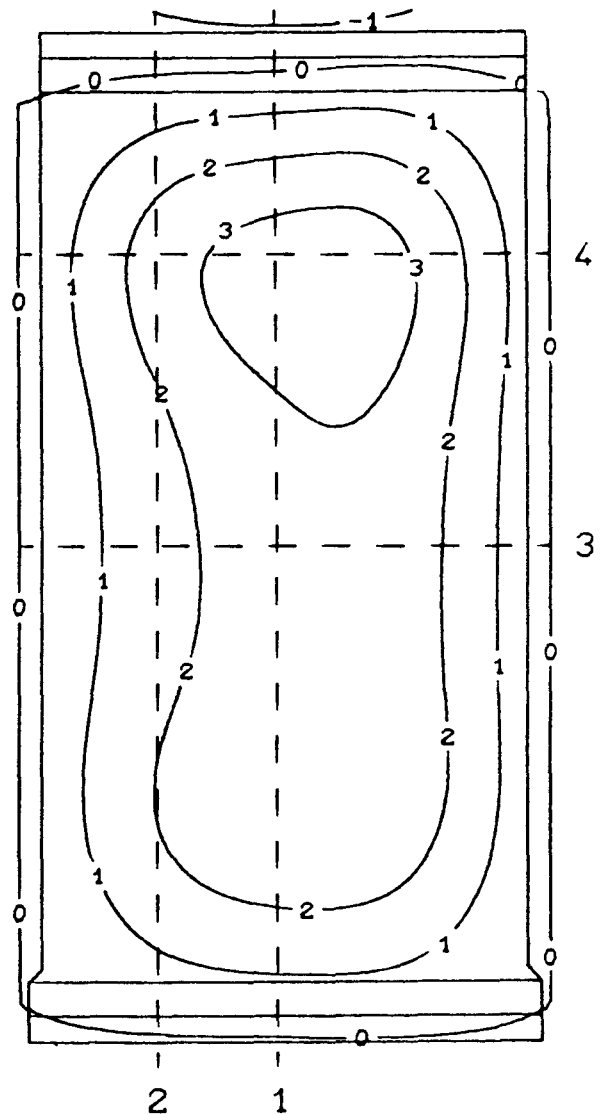
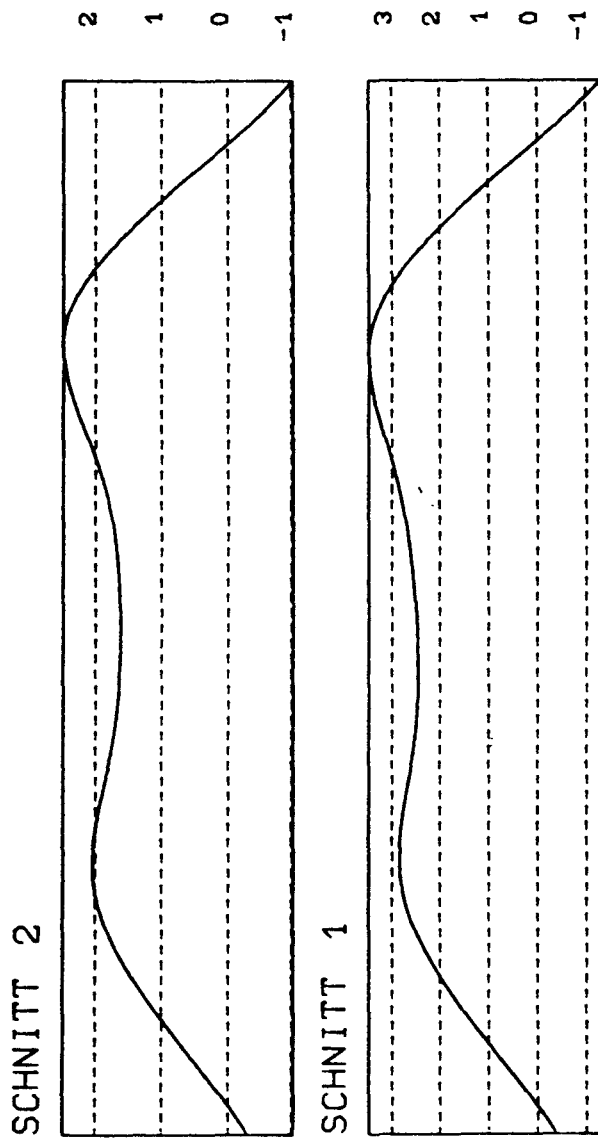
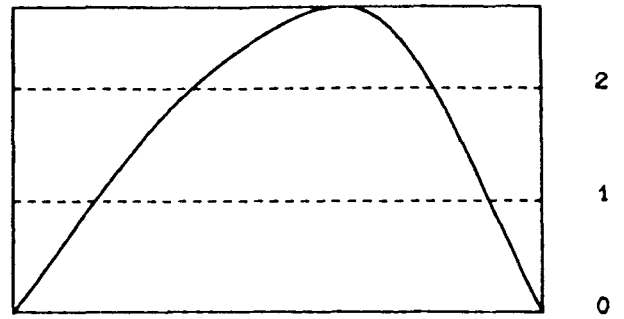
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 802,0 kN

SCHNITT 4



SCHNITT 3

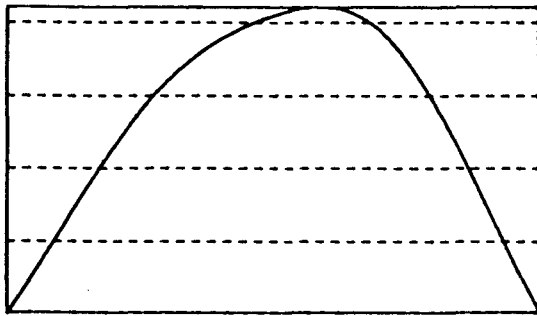


Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

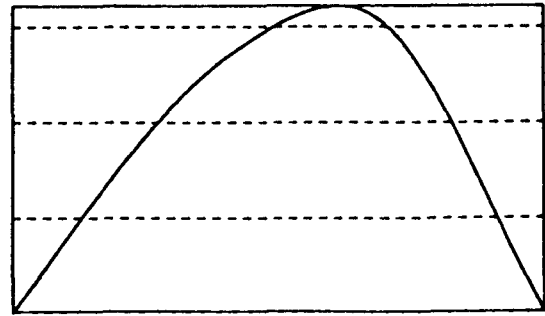
Last = 1770,0 kN



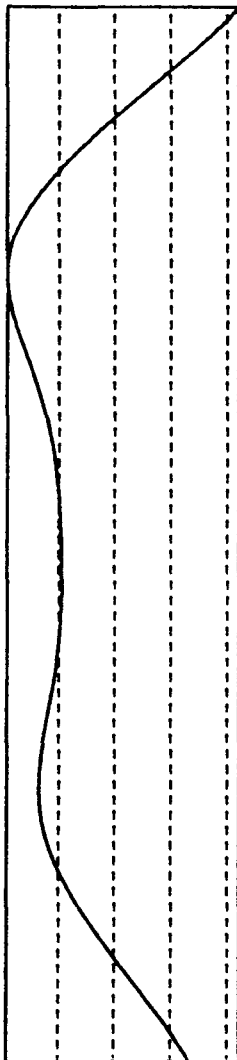
SCHNITT 4



SCHNITT 3

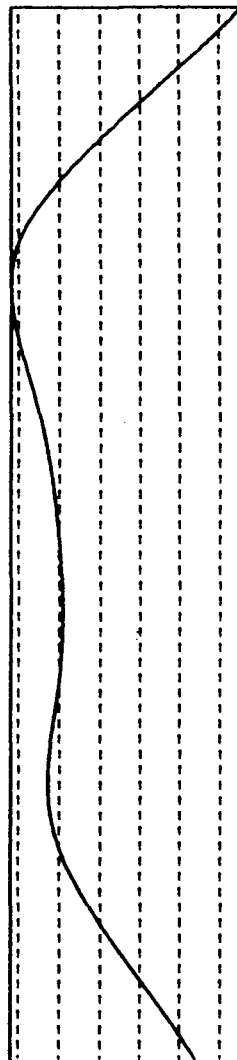


2 1 0 -1

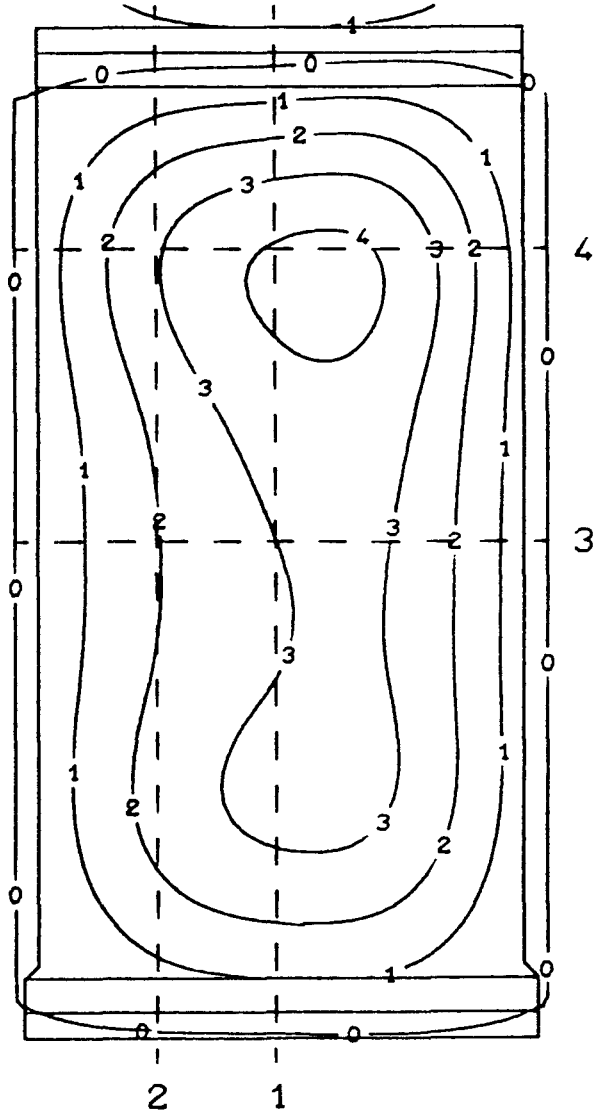


SCHNITT 2

4 3 2 1 0 -1



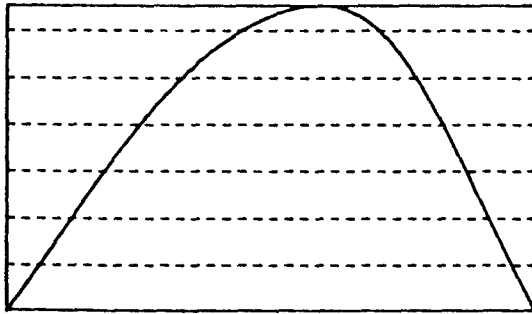
SCHNITT 1



Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

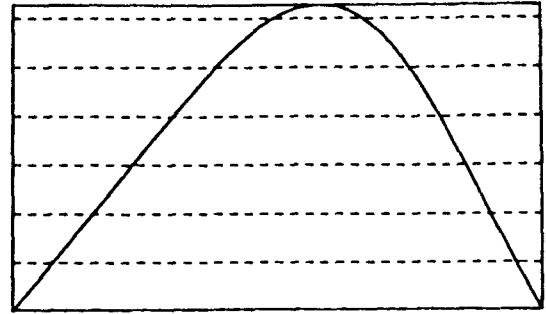
Last = 1890,0 kN

SCHNITT 4



6  
5  
4  
3  
2  
1  
0

SCHNITT 3

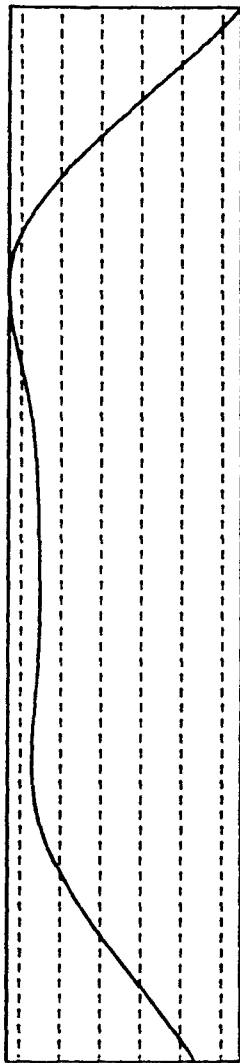


6  
5  
4  
3  
2  
1  
0

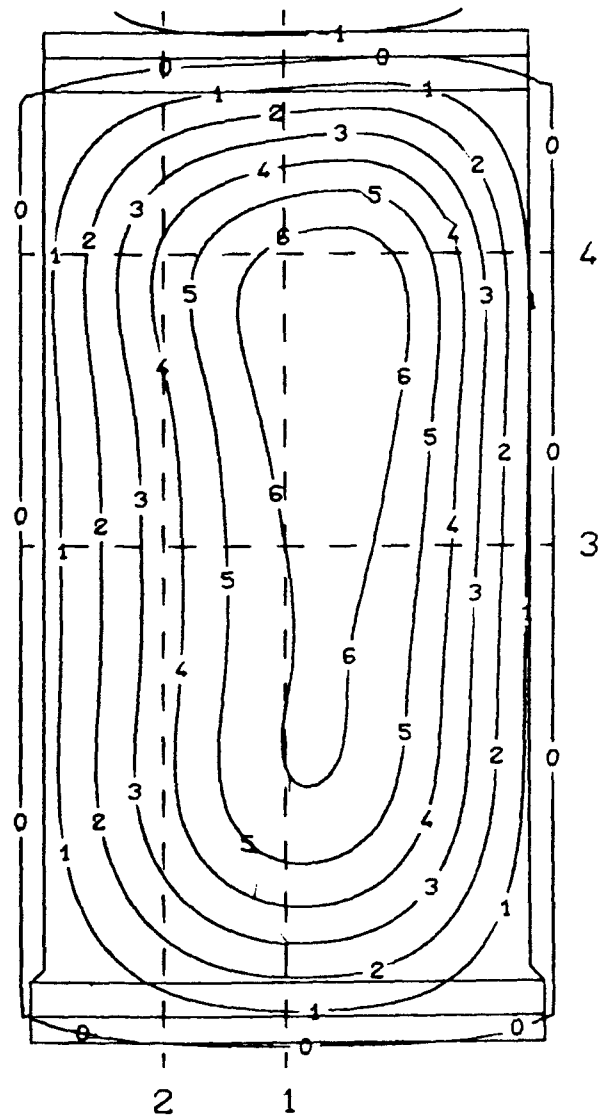
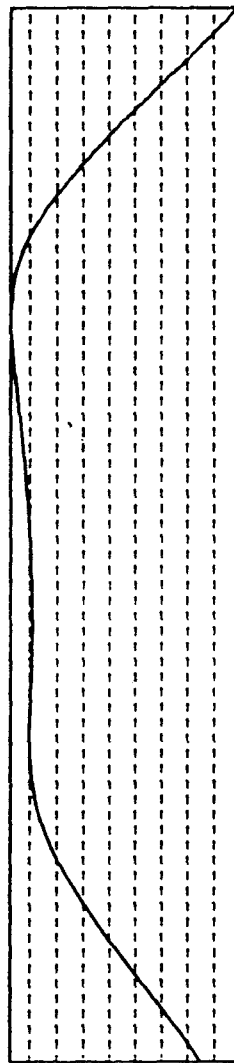
4 3 2 1 0 -1

6 5 4 3 2 1 0 -1

SCHNITT 2



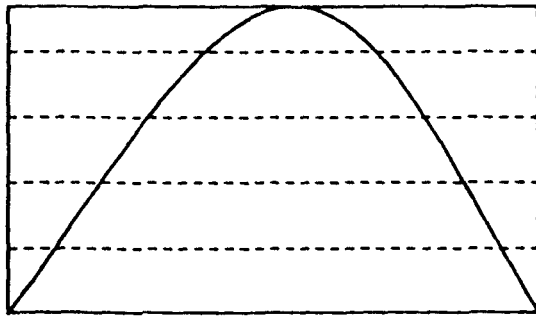
SCHNITT 1



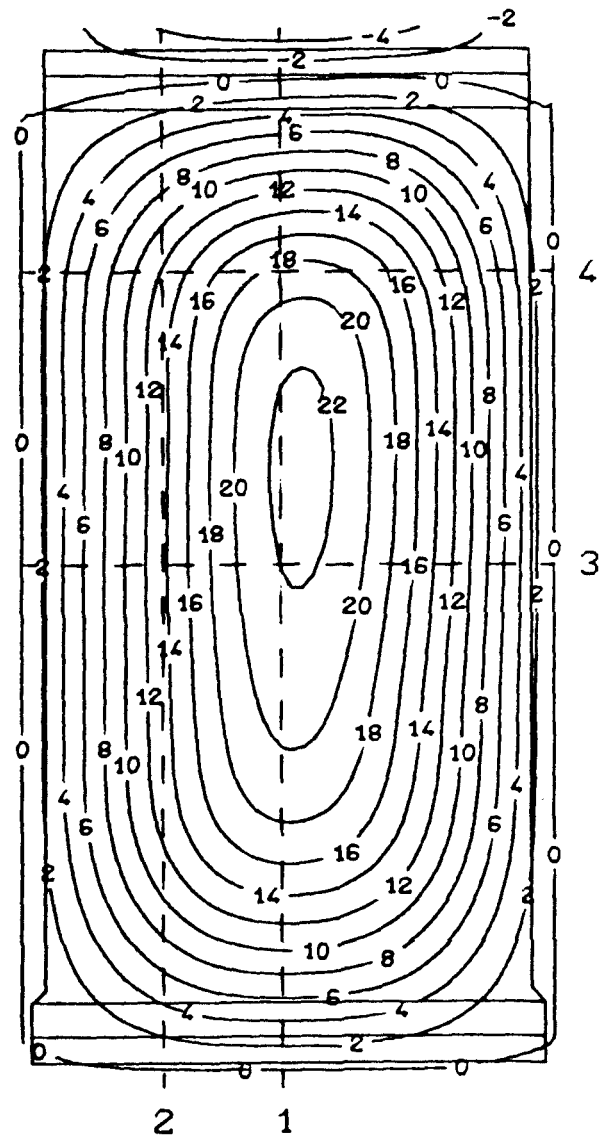
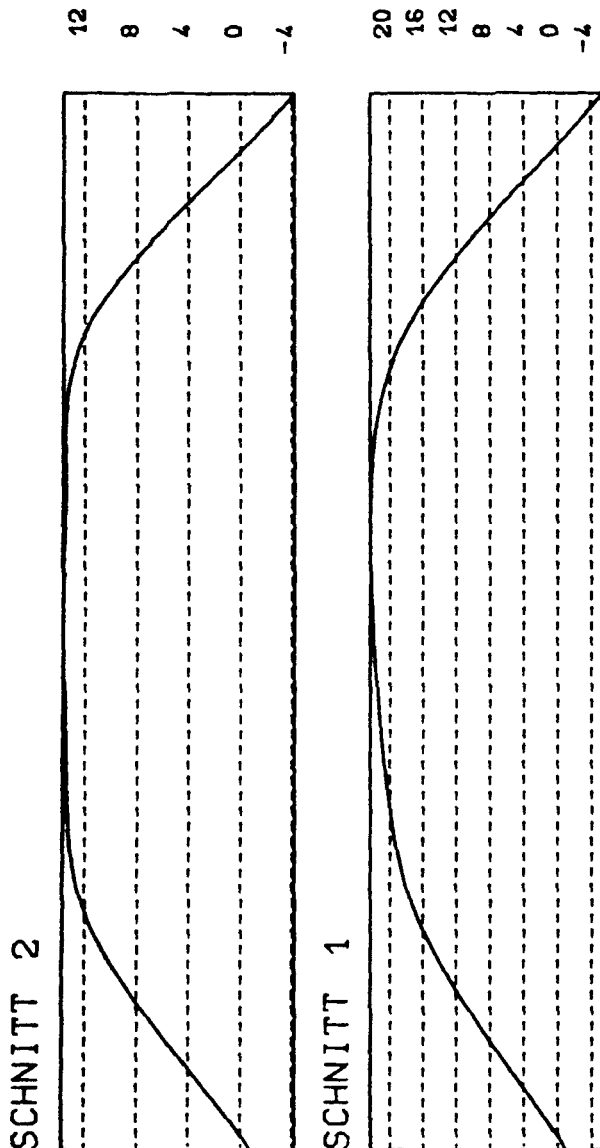
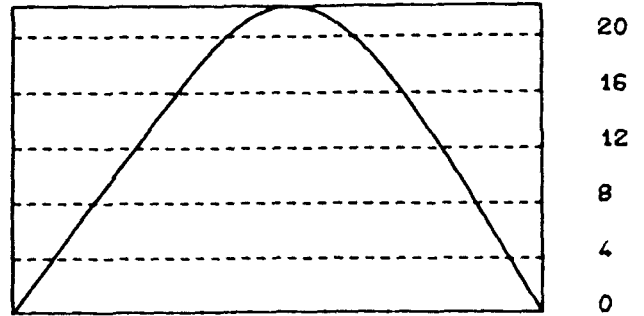
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 1973,0 kN

SCHNITT 4

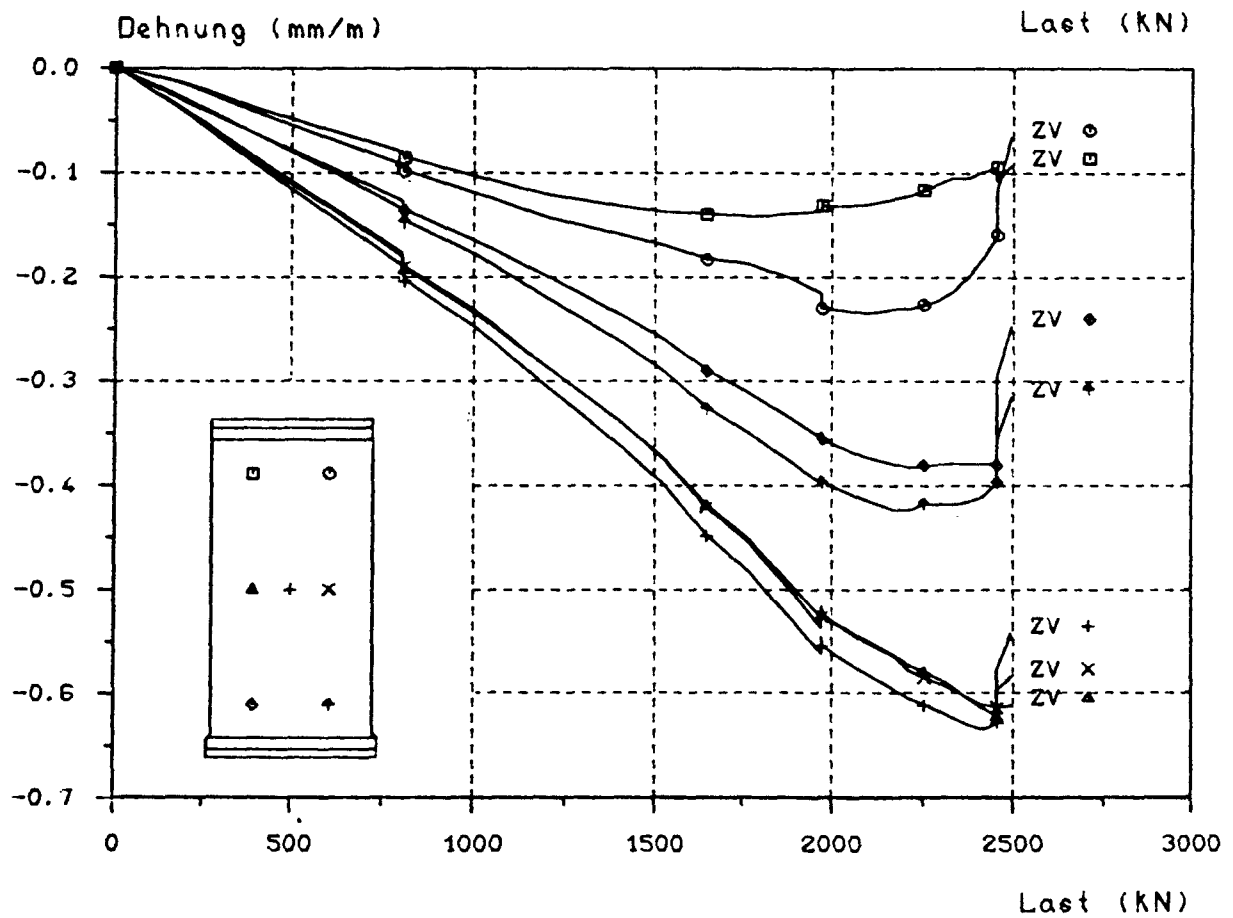
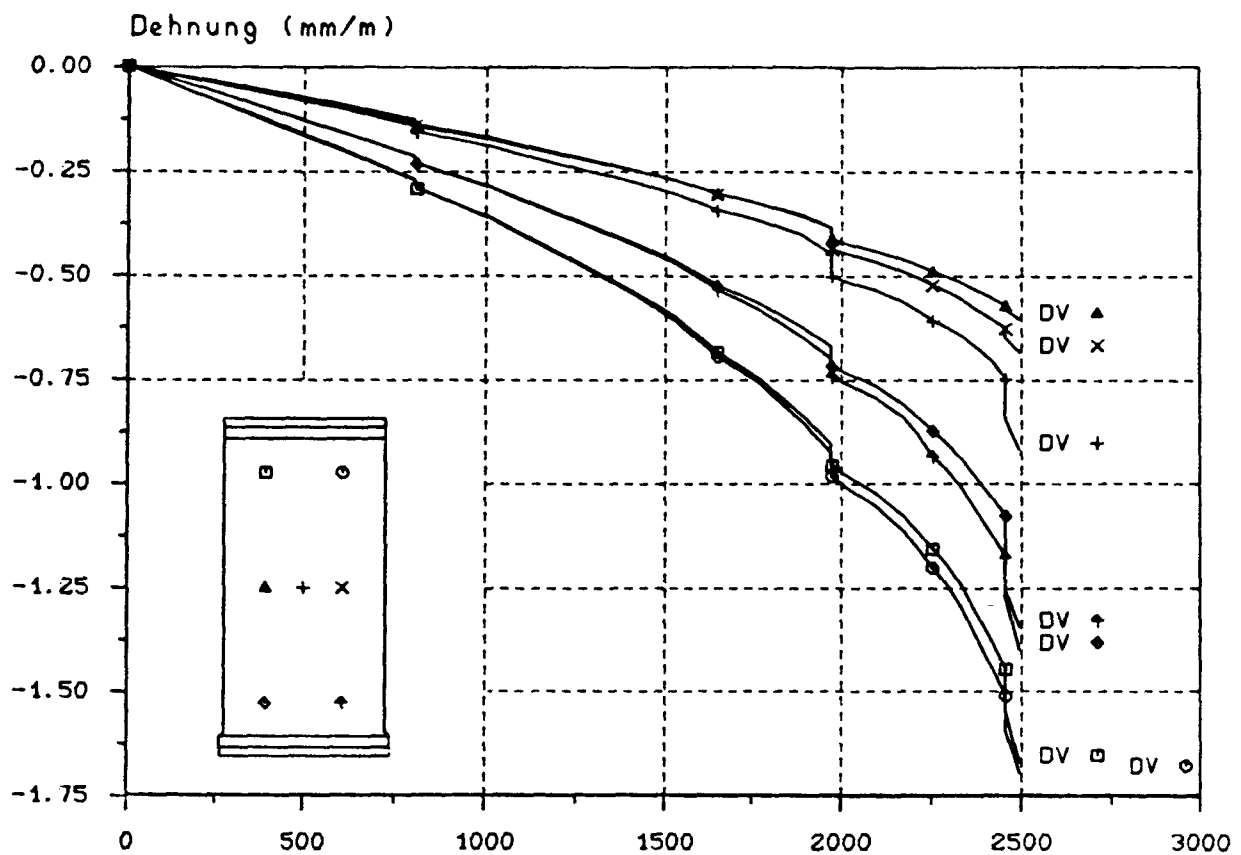


SCHNITT 3



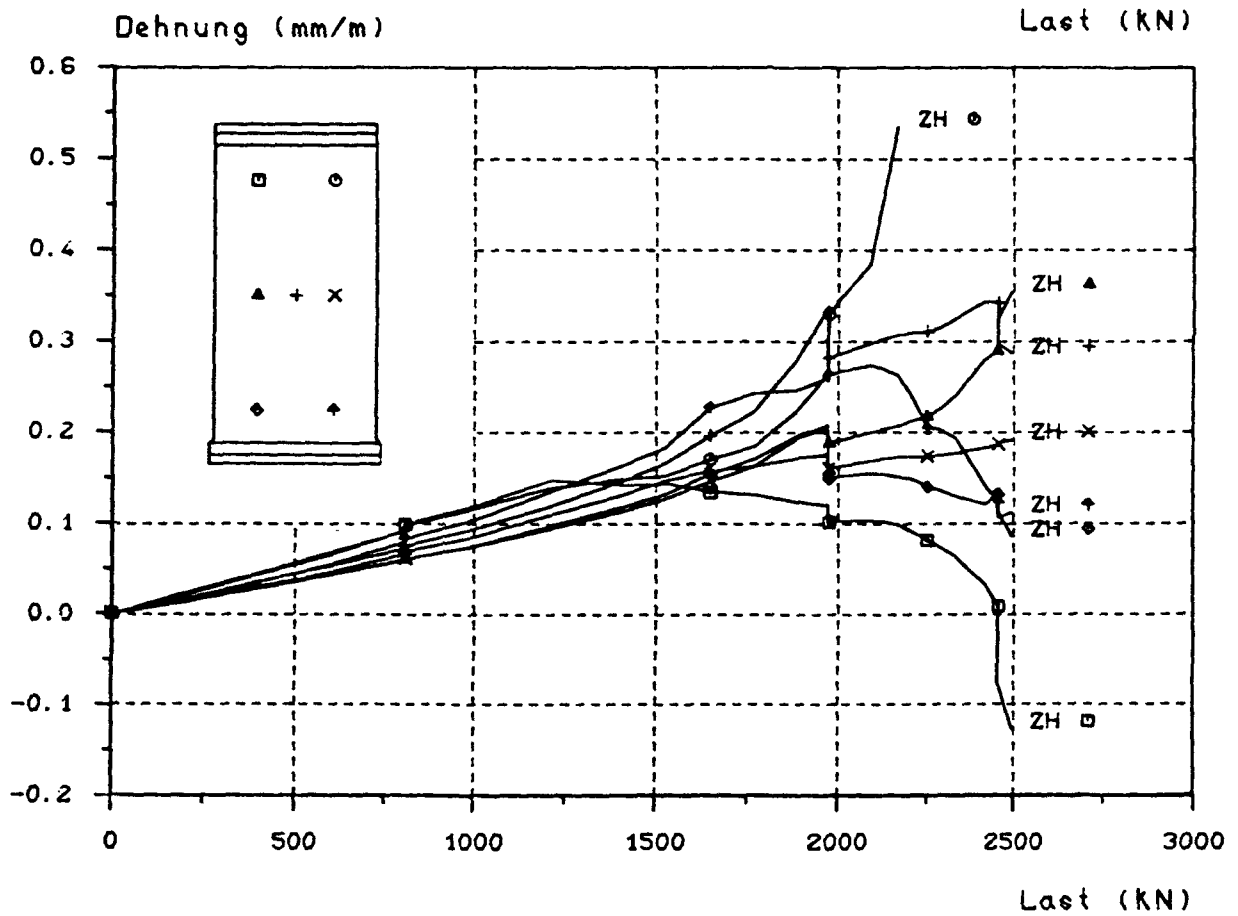
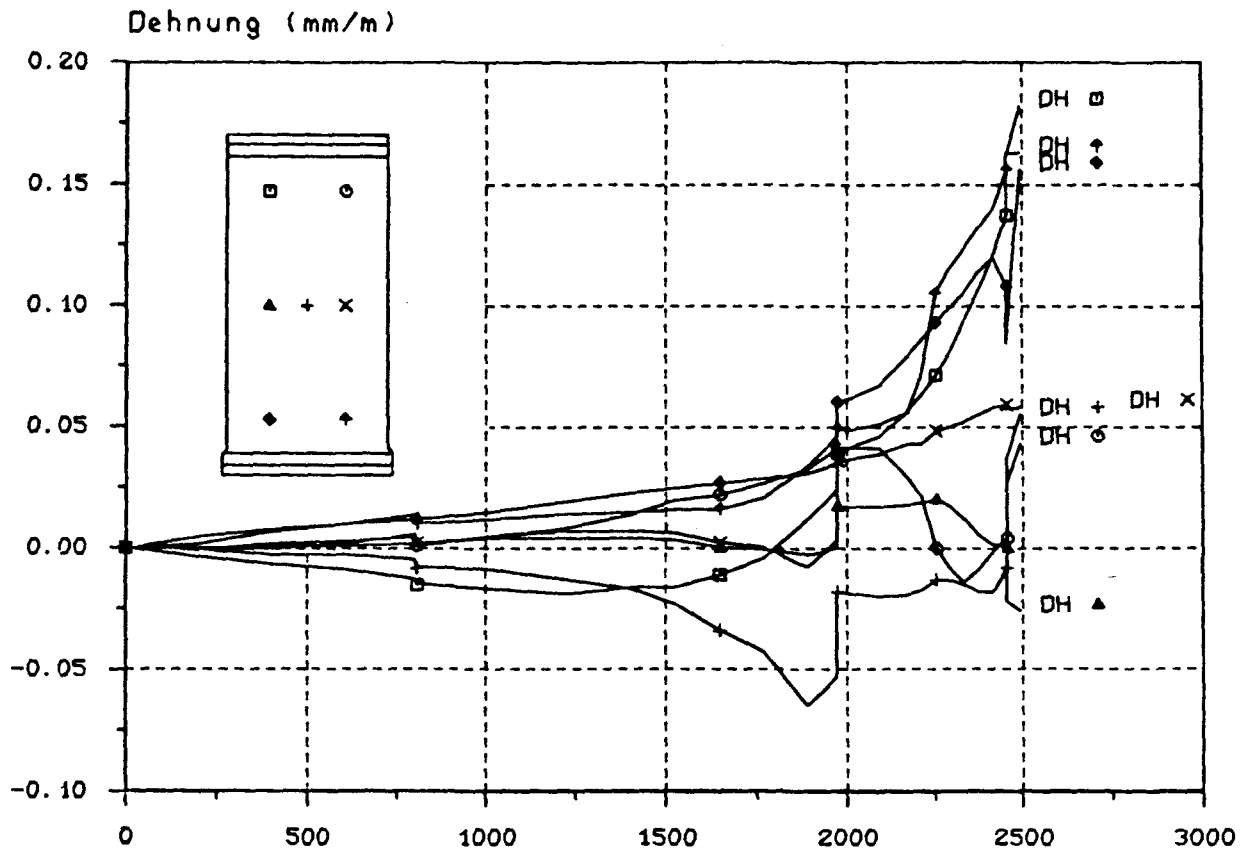
Linien gleicher Ausbiegung (Maße in mm)

Last = 2494,0 kN



Dehnungs - Last - Diagramm

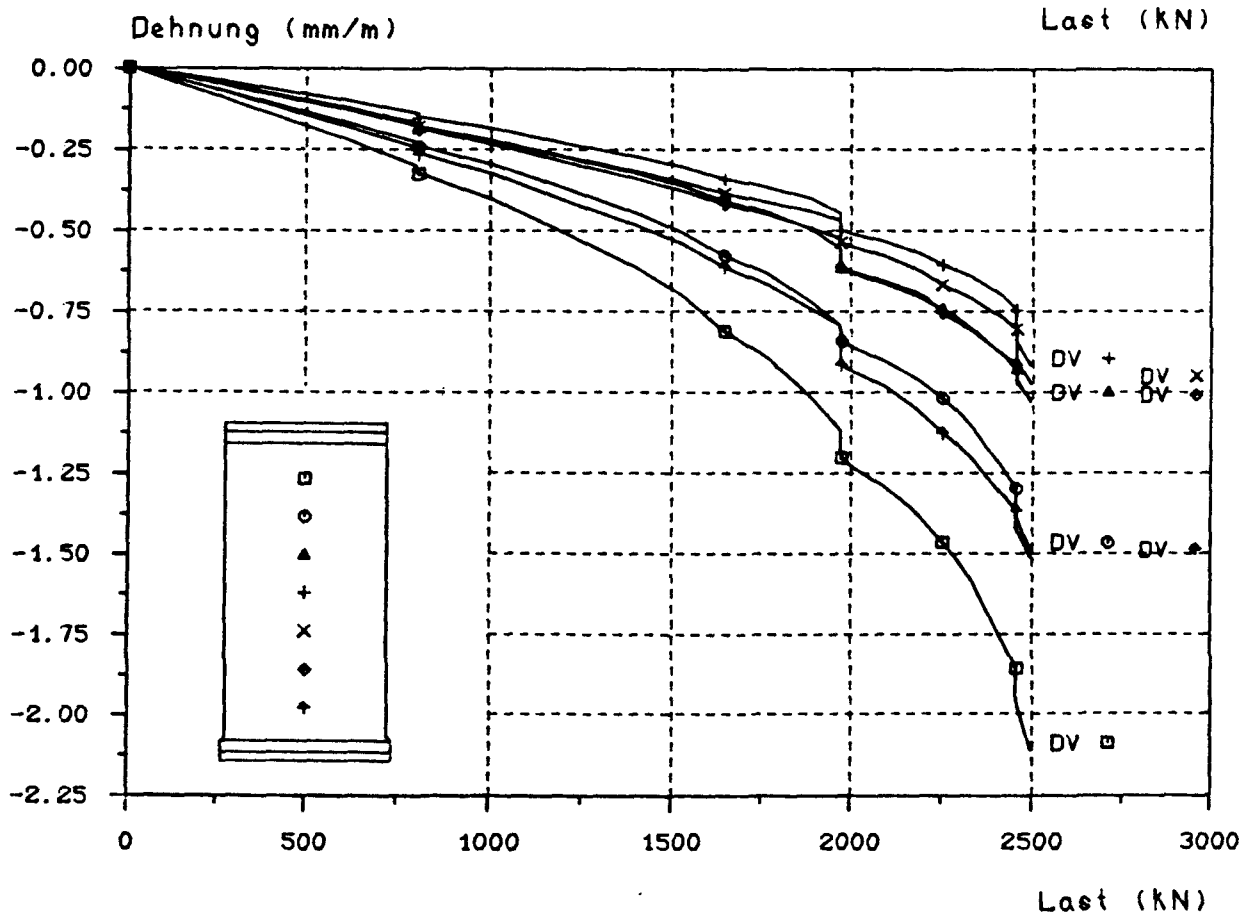
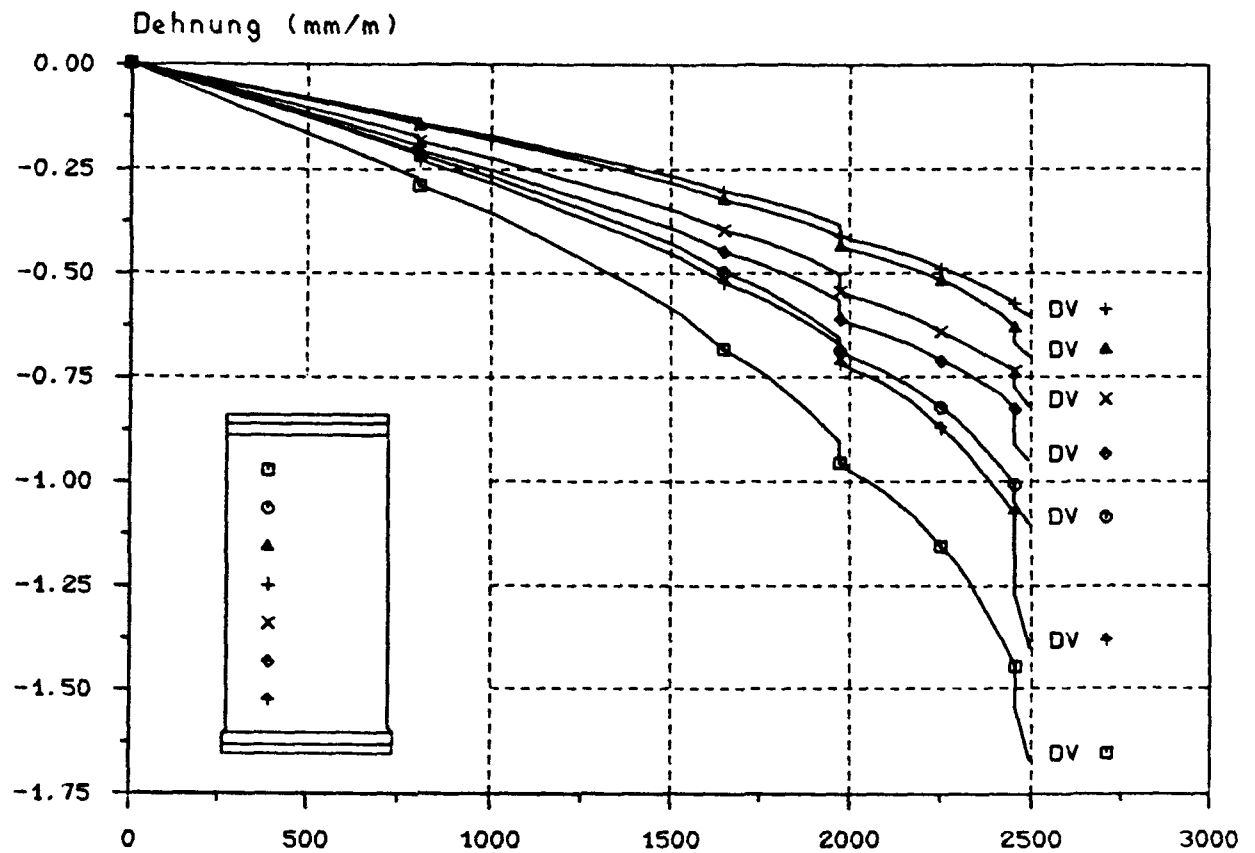
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal



Dehnungs - Last - Diagramm

D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal





Dehnungs - Last - Diagramm

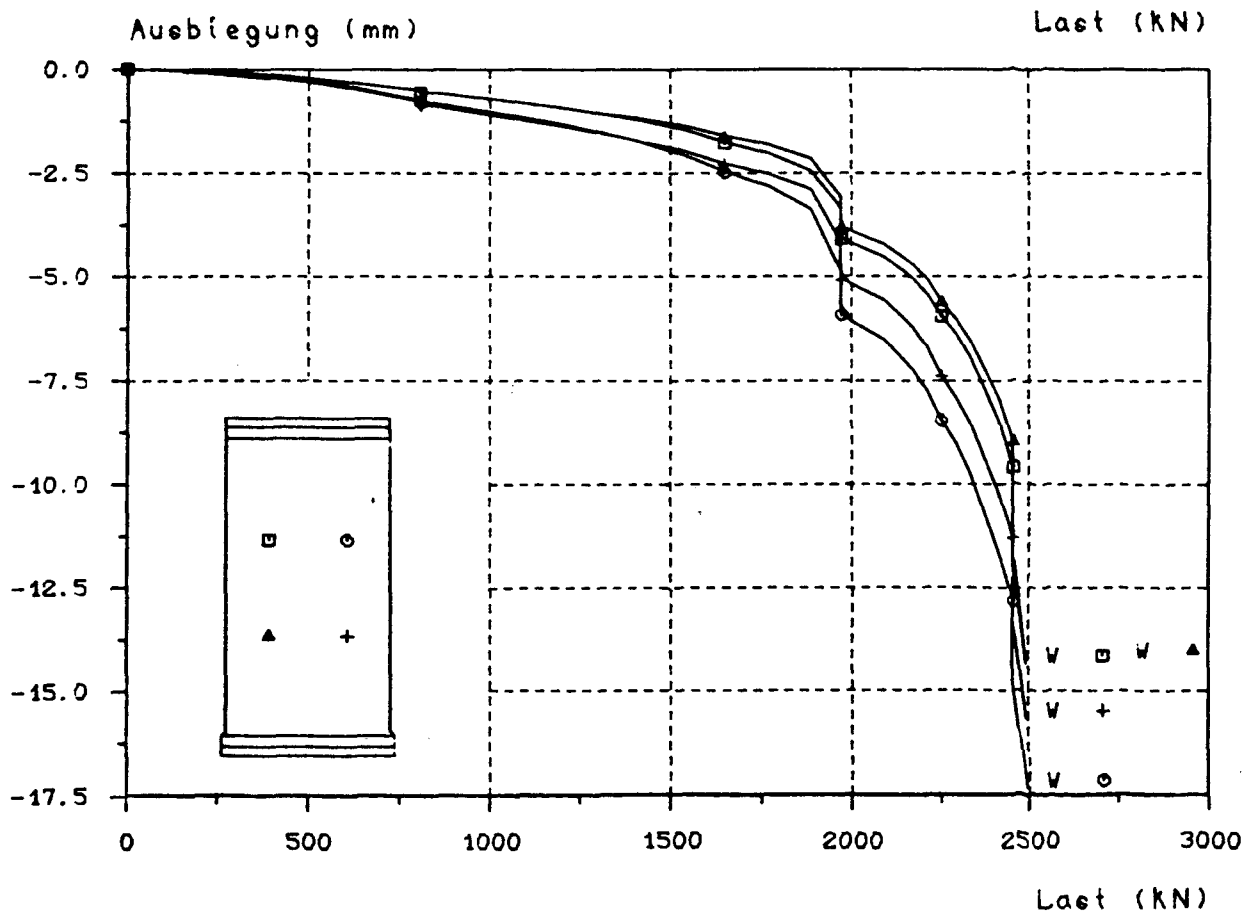
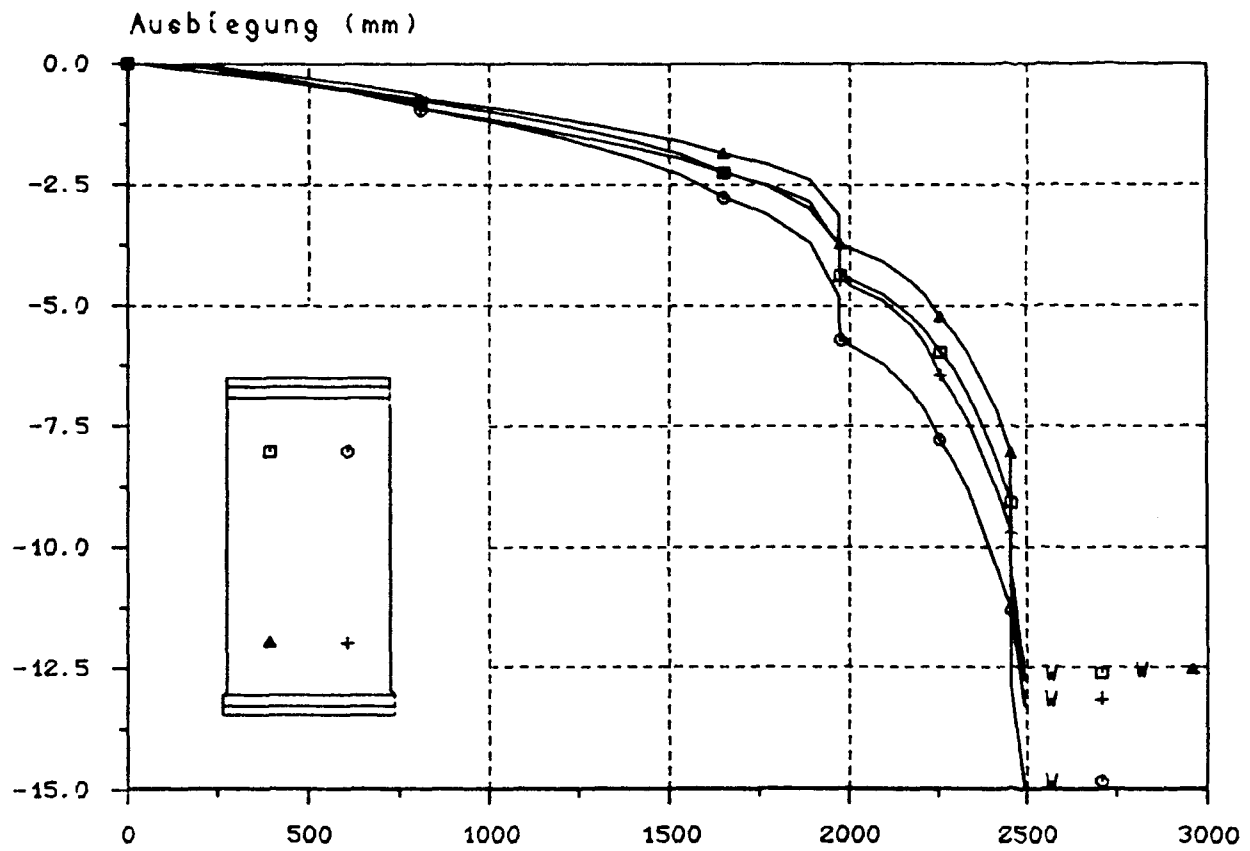
D = Druckseite, Z = Zugseite, V = vertikal, H = horizontal

B I L D A 330

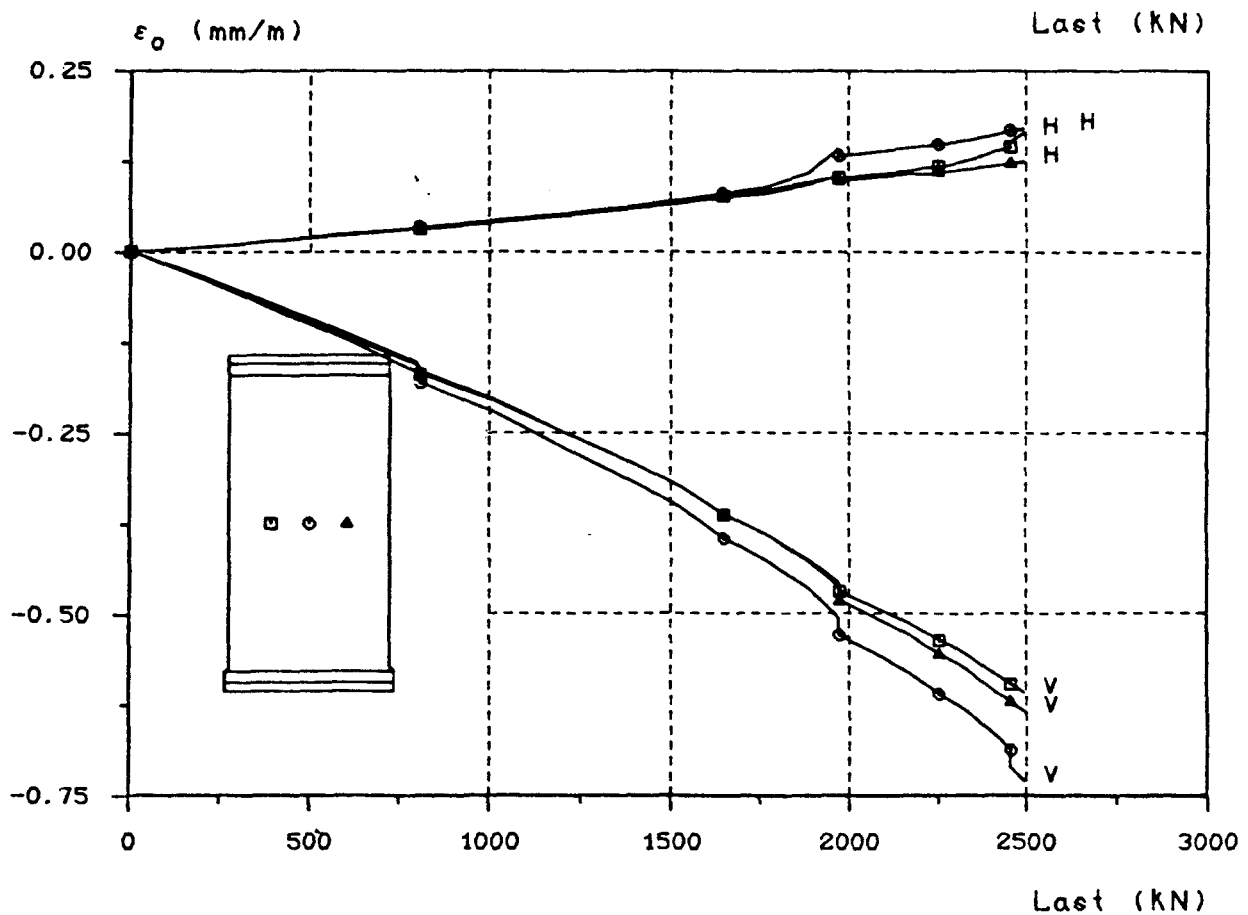
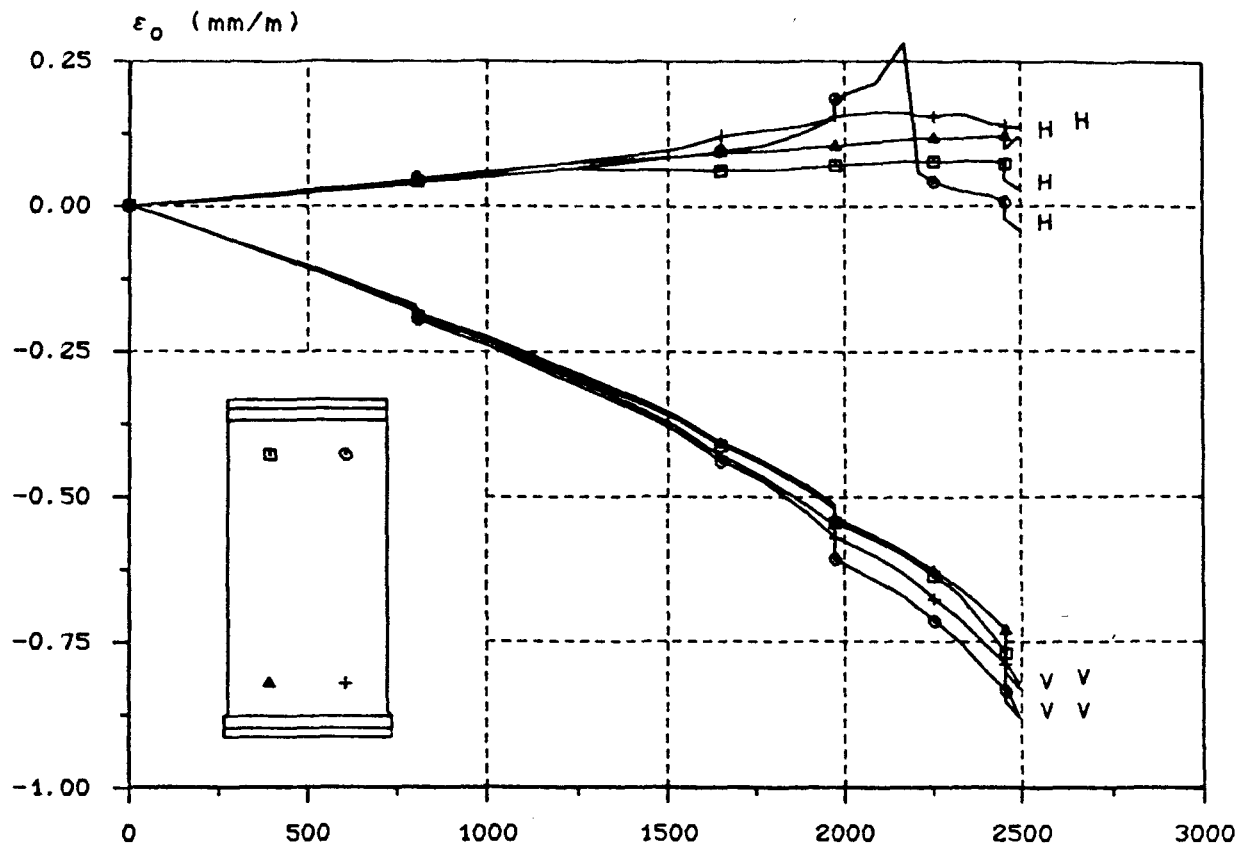
Versuchswand W 15





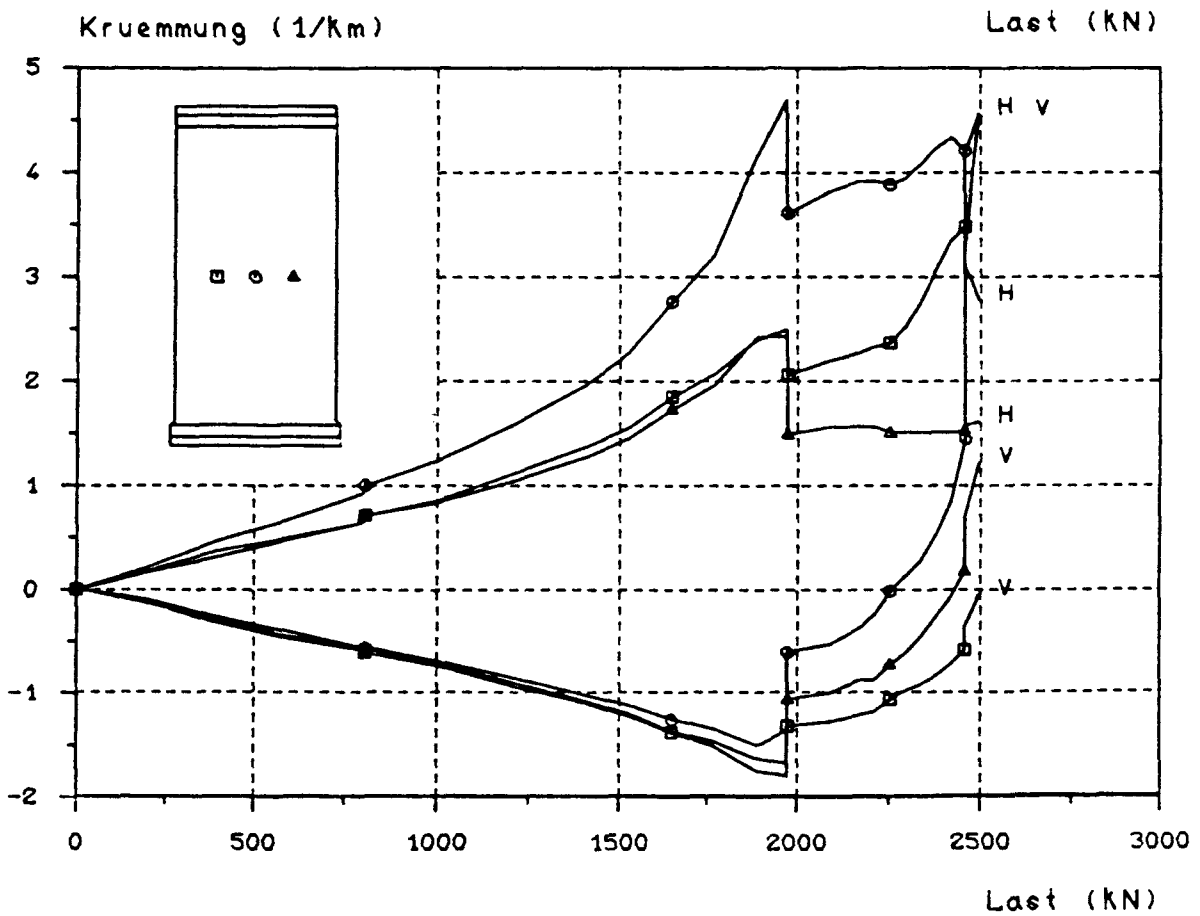
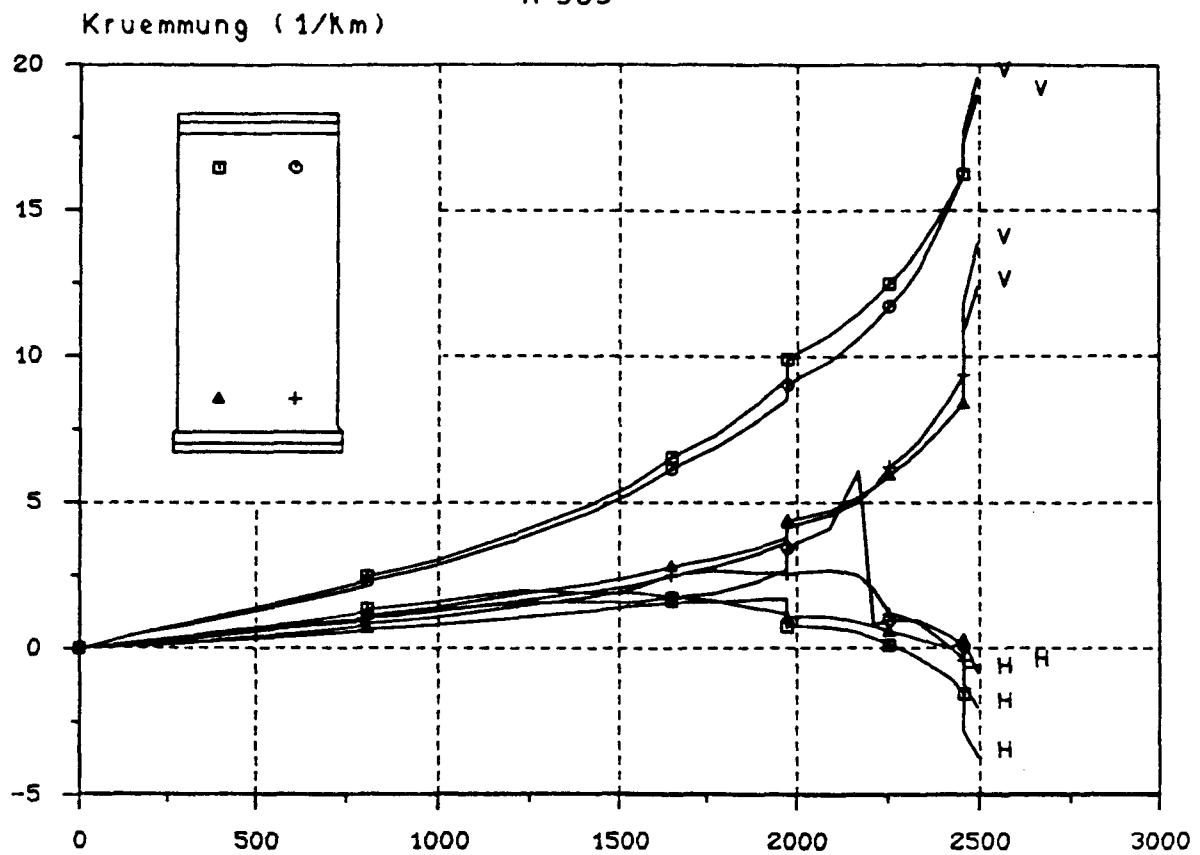


Ausbiegungs - Last - Diagramm



M i t t l e r e D e h n u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal



K r ü m m u n g s - L a s t - D i a g r a m m

V = vertikal, H = horizontal

Anhang B zum

Schlußbericht  
des Forschungsvorhabens  
"Stabilität mehrseitig gelenkig gelagerter Betonwände"

Last-Verformungskurven  
der Wandversuche und Nachrechnungen

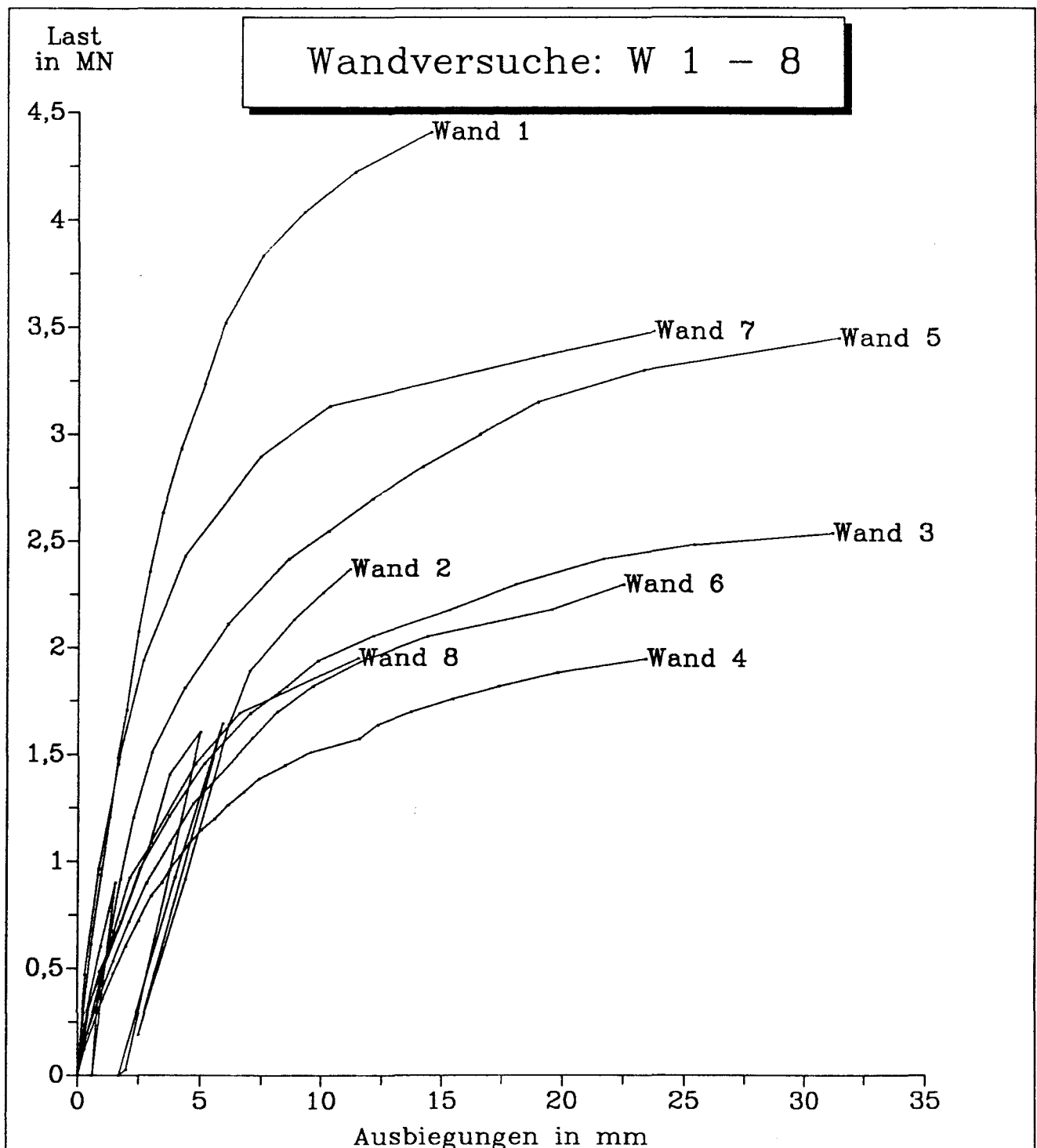
bearbeitet von

Dr.-Ing. Rainer Grzeschkowitz  
cand. ing. Andreas Menzel

Braunschweig im Juli 1989

## Inhaltsverzeichnis

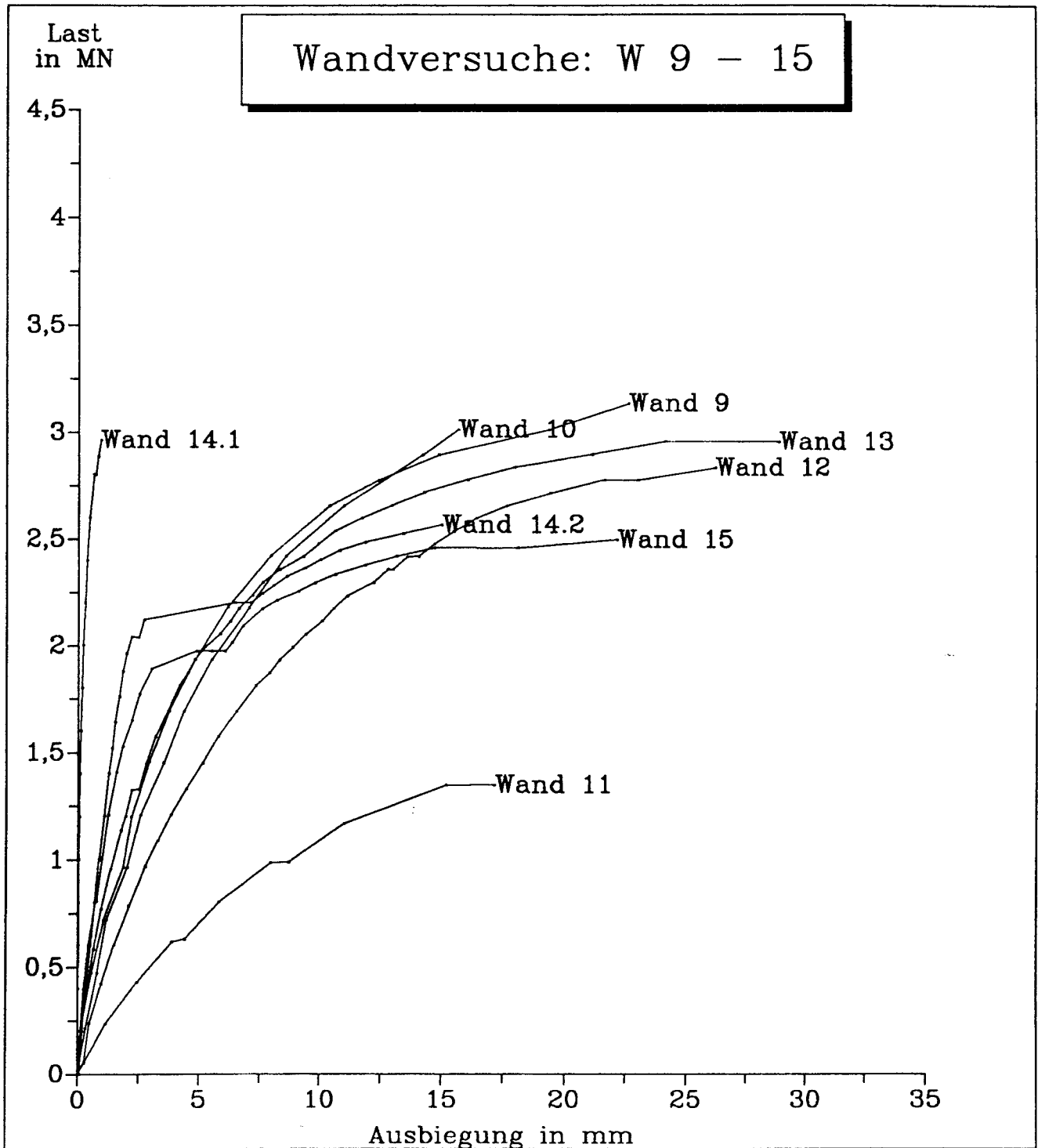
Last - Verformungskurven der Wandversuche W 1 - 8	B 2
Last - Verformungskurven der Wandversuche W 9 - 15	B 3
Bezogene Traglasten der Versuchs- wände W 1 - 15	B 4
Versuchs- und Rechenparameter der Wände W 1 - 5	B 5
Versuchs- und Rechenparameter der Wände W 6 - 10	B 6
Versuchs- und Rechenparameter der Wände W 11 - 15	B 7
Grafische Darstellungen von Last - Verfor- mungskurven der Wandversuche und deren Nachrechnungen	B 9
Wand W 1, Wand W 2	B 10
Wand W 3, Wand W 4	B 11
Wand W 5, Wand W 6	B 12
Wand W 7, Wand W 8	B 13
Wand W 9, Wand W 10	B 14
Wand W 11, Wand W 12	B 15
Wand W 13, Wand W 14	B 16
Wand W 15	B 17
Grafische Darstellung der lastabhängigen Verformungsfiguren der nachgerechneten Wände W 14-2 und W 15	B 19
Rechnung R 14-1, Rechnung R 14-2	B 21
Rechnung R 14-3, Rechnung R 14-4	B 22
Rechnung R 14-5	B 23
Rechnung R 15-1, Rechnung R 15-2	B 24
Rechnung R 15-3, Rechnung R 15-4	B 25



Last - Verformungskurven der Wandversuche W 1 - 8

B I L D B 1

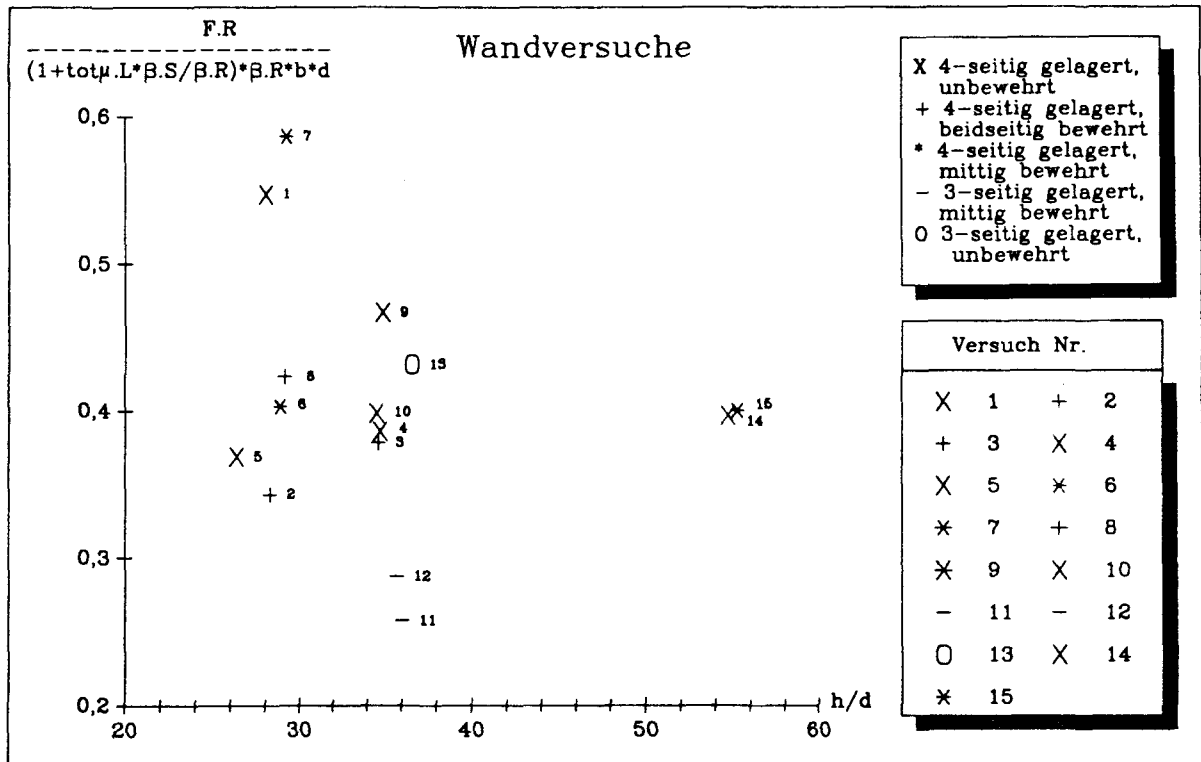
Wandversuche W 1 - 8



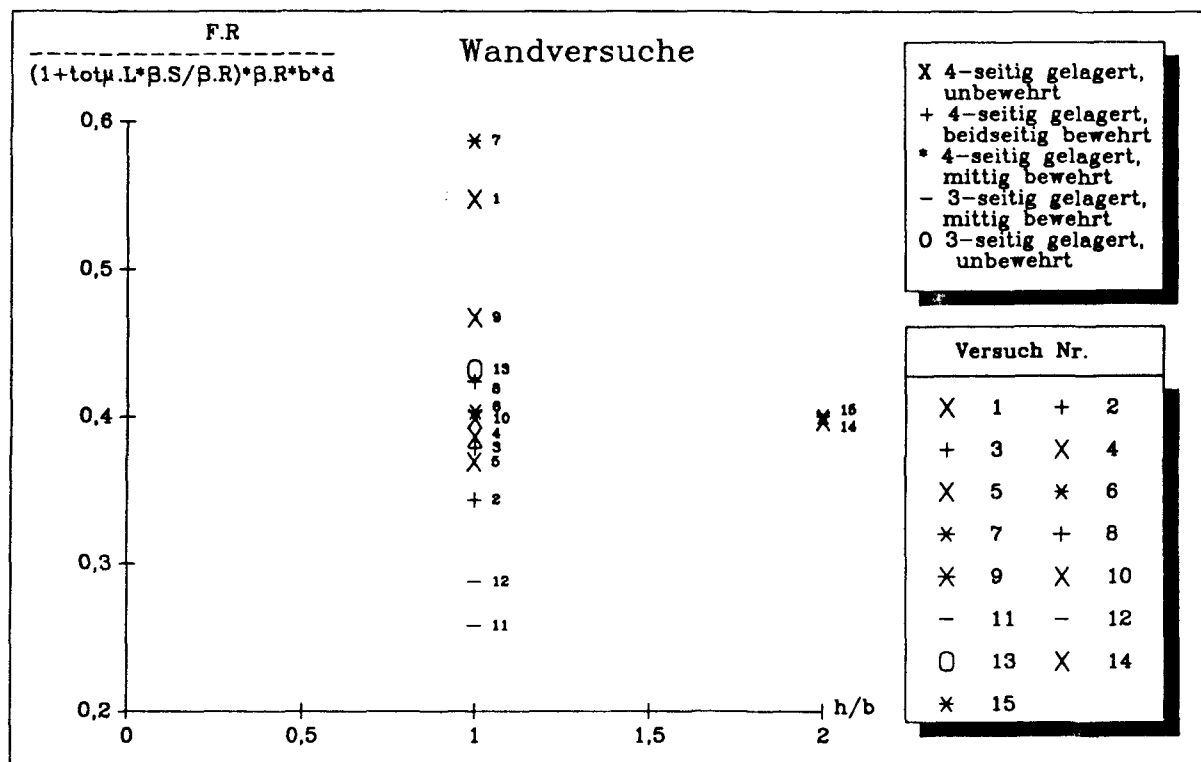
Last - Verformungskurven der Wandversuche W 9 - 15

B I L D B 2

Wandversuche W 9 - 15



Bezugene Traglast der Versuchswände in Abhängigkeit vom Höhen - / Dicken - Verhältnis  $h/d$



Bezugene Traglast der Versuchswände in Abhängigkeit vom Höhen - / Breiten - Verhältnis  $h/b$



Wand	E-Modul	$\beta_p$	$\epsilon_{bs}$	$\beta_{bz}$	$\epsilon_{bz}$	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}$	$\mu$	Elemente	System	Traglast	Bemerkungen
1-Versuch	23900	25,2	2,14	4,99	-	-	-	-	-	4,43	
Rechnung R 1-1	23900	25,2	2,40	2,52	0,24	0,1	0,2	16	1/4	4,20	Standard unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R 1-2	25200	25,2	2,40	2,52	0,24	0,1	0,2	16	1/4	4,30	1000 * $\beta_p$ unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R 1-3	23900	25,2	2,40	2,52	0,24	0,1	0,2	24	1/2	4,00	1/2 System unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung 24 Elemente
2-Versuch	nicht gemessen	25,5	nicht gemessen	3,12	-	-	-	-	-	2,92	
Rechnung R 2-1	25500	25,5	2,40	2,52	0,24	0,1	0,2	16	1/4	3,175	"Standard" beidseitig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R 2-2	25500	25,5	2,40	1,28	0,12	0,05	0,2	16	1/4	2,60	1000 * $\beta_p$ beidseitig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung $\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$
Rechnung R 2-3	20400	20,4	2,40	2,04	0,24	0,1	0,2	16	1/4	2,60	80% * $E_o$ beidseitig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung 80% * $\beta_p$
3-Versuch	22000	23,9	2,22	2,27	-	-	-	-	-	2,50	
Rechnung R 3-1	22000	23,9	2,40	2,39	0,24	0,1	0,2	16	1/4	2,50	Standard beidseitig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R 3-2	23900	23,9	2,40	1,20	0,12	0,05	0,2	16	1/4	2,30	1000 * $\beta_p$ beidseitig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung $\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$
Rechnung R 3-3	17600	19,12	2,40	1,91	0,24	0,1	0,2	16	1/4	2,10	80% * $E_o$ beidseitig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung 80% * $\beta_p$
4-Versuch	21400	20,0	1,74	2,33	-	-	-	-	-	2,00	
Rechnung R 4-1	21400	20,0	2,40	2,00	0,24	0,1	0,2	16	1/4	1,60	Standard unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R 4-2	15000	20,0	2,40	2,00	0,24	0,1	0,2	16	1/4	1,45	70% * $E_o$ unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R 4-3	15000	20,0	2,40	2,00	0,24	0,1	0,2	16	1/4	1,95	70% * $E_o$ unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
5-Versuch	22100	27,0	2,30	3,49	-	-	-	-	-	3,40	
Rechnung R 5-1	22100	27,0	2,40	2,70	0,24	0,1	0,2	16	1/4	2,70	Standard unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R 5-2	27000	27,0	2,40	2,70	0,24	0,1	0,2	16	1/4	2,80	1000 * $\beta_p$ unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R 5-3	17680	27,0	2,40	2,70	0,24	0,1	0,2	16	1/4	3,30	80% * $E_o$ unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
Rechnung R 5-4	22100	27,0	2,40	1,35	0,12	0,05	0,2	12	1/4	3,95	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$ unbewehrt, mit Konsole, mit Randbewehrung

Versuchs - und Rechenparameter der Wände W 1 - 5

T A B E L L E B 1

Wandversuche und Nachrechnungen

Wand	E-Modul	$\beta_p$	$\epsilon_{bs}$	$\beta_{bz}$	$\epsilon_{bz}$	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}$	$\mu$	Elemente	System	Traglast	Bemerkungen
6-Versuch	20800	17,0	2,00	2,30	-	-	-	-	-	2,29	
Rechnung R 6-1	20800	17,0	2,40	1,70	0,24	0,1	0,2	12	1/4	2,24	Standard
mittig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung											
Rechnung R 6-2	20800	17,0	2,40	1,70	0,24	0,1	0,2	12	1/4	3,10	
mittig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung											
Rechnung R 6-3	16640	13,6	2,40	0,68	0,12	0,05	0,2	12	1/4	2,35	80% * $E_o$ 80% * $\beta_p$
mittig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung											
7-Versuch	22700	18,0	1,45	2,70	-	-	-	-	-	3,48	
Rechnung R 7-1	22700	18,0	2,40	1,80	0,24	0,1	0,2	12	1/4	3,45	Standard
mittig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung											
Rechnung R 7-2	22700	18,0	2,40	1,80	0,24	0,1	0,2	12	1/4	3,50	
mittig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung											
Rechnung R 7-3	18000	18,0	2,40	1,80	0,24	0,1	0,2	12	1/4	3,40	1000 * $\beta_p$
mittig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung											
8-Versuch	19700	15,0	1,23	2,40	-	-	-	-	-	2,13	
Rechnung R 8-1	19700	15,0	2,40	1,50	0,24	0,10	0,2	12	1/4	2,55	Standard
beidseitig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung											
Rechnung R 8-2	15000	15,0	2,40	0,75	0,12	0,05	0,2	12	1/4	2,20	1000 * $\beta_p$ $\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$
beidseitig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung											
9-Versuch	23900	26,0	1,77	2,80	-	-	-	-	-	3,13	
Rechnung R 9-1	23900	26,0	2,40	2,60	0,24	0,1	0,2	12	1/4	2,90	Standard
unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung											
Rechnung R 9-2	19120	20,8	2,40	2,60	0,24	0,1	0,2	12	1/4	3,55	80% * $E_o$ 80% * $\beta_p$
unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung											
10-Versuch	23700	29,0	2,17	3,40	-	-	-	-	-	3,01	
Rechnung R10-1	23700	29,0	2,40	2,90	0,24	0,10	0,2	12	1/4	3,15	Standard
unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung											
Rechnung R10-2	23700	29,0	2,40	1,45	0,12	0,05	0,2	12	1/4	3,533	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$
unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung											
Rechnung R10-3	18960	23,2	2,40	1,16	0,12	0,05	0,2	12	1/4	2,90	80% * $E_o$ 80% * $\beta_p$
unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung											

Versuchs - und Rechenparameter der Wände W 6 - 10

T A B E L L E B 2

Wandversuche und Nachrechnungen

Wand	E-Modul	$\beta_p$	$\epsilon_{bs}$	$\beta_{bz}$	$\epsilon_{bz}$	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}$	$\mu$	Elemente	System	Traglast	Bemerkungen
11-Versuch	26100	22,9	1,69	2,64	-	-	-	-	-	1,53	
Rechnung R11	26100	22,9	2,40	2,29	0,24	0,1	0,2	21	1/2	1,45	Standard mittig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
12-Versuch	31500	38,4	2,01	3,63	-	-	-	-	-	2,84	
Rechnung R12-1	31500	38,4	2,40	3,84	0,24	0,1	0,2	21	1/2	3,60	Standard mittig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R12-2	31500	38,4	2,40	1,15	0,07	0,03	0,2	21	1/2	2,90	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,03$ mittig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
13-Versuch	27200	27,8	1,62	3,07	-	-	-	-	-	2,96	
Rechnung R13-1	27200	27,8	2,40	2,78	0,24	0,1	0,2	21	1/2	2,55	Standard unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R13-2	27200	27,8	2,40	4,17	0,36	0,15	0,2	21	1/2	2,85	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,15$ unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R13-3	27200	27,8	2,00	1,39	0,10	0,05	0,2	21	1/2	3,00	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$ unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
14-Versuch	29200	33,4	1,96	3,62	-	-	-	-	-	2,56	
Rechnung R14-1	29200	33,4	2,40	3,34	0,24	0,1	0,2	15	1/4	1,55	Standard unbewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R14-2	29200	33,4	2,40	3,34	0,24	0,1	0,2	15	1/4	1,90	unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
Rechnung R14-3	29200	33,4	2,00	3,34	0,20	0,1	0,2	15	1/4	1,85	$\epsilon_{bs}=2,00$ unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
Rechnung R14-4	29200	33,4	2,40	1,67	0,12	0,05	0,2	15	1/4	1,80	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$ unbewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
Rechnung R14-5	29200	33,4	2,40	1,67	0,12	0,05	0,2	15	1/4	2,75	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$ unbewehrt, mit Konsole, mit Randbewehrung
15-Versuch	27000	31,2	1,87	3,38	-	-	-	-	-	2,49	
Rechnung R15-1	27000	31,2	2,40	3,12	0,24	0,1	0,2	15	1/4	1,45	Standard mittig bewehrt, ohne Konsole, ohne Randbewehrung
Rechnung R15-2	27000	31,2	2,40	3,12	0,24	0,1	0,2	15	1/4	1,90	mittig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
Rechnung R15-3	27000	31,2	2,40	1,56	0,12	0,05	0,2	15	1/4	1,75	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$ mittig bewehrt, ohne Konsole, mit Randbewehrung
Rechnung R15-4	27000	31,2	2,40	1,56	0,12	0,05	0,2	15	1/4	2,55	$\epsilon_{bz}/\epsilon_{bs}=0,05$ mittig bewehrt, mit Konsole, mit Randbewehrung

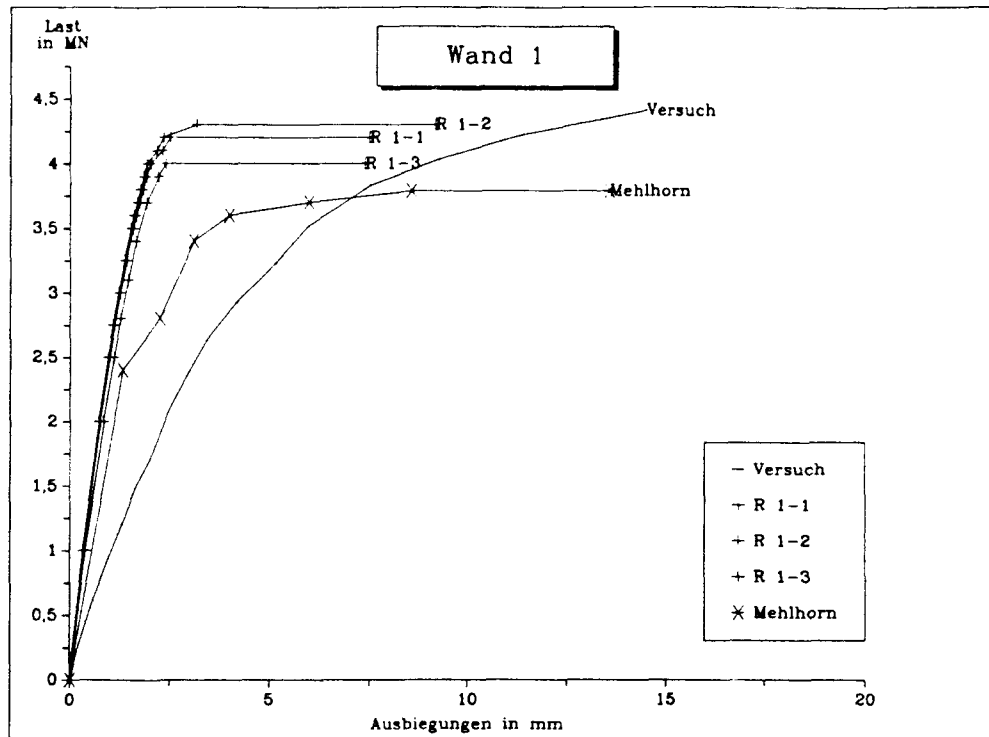
Versuchs - und Rechenparameter der Wände W 11 - 15

T A B E L L E B 3

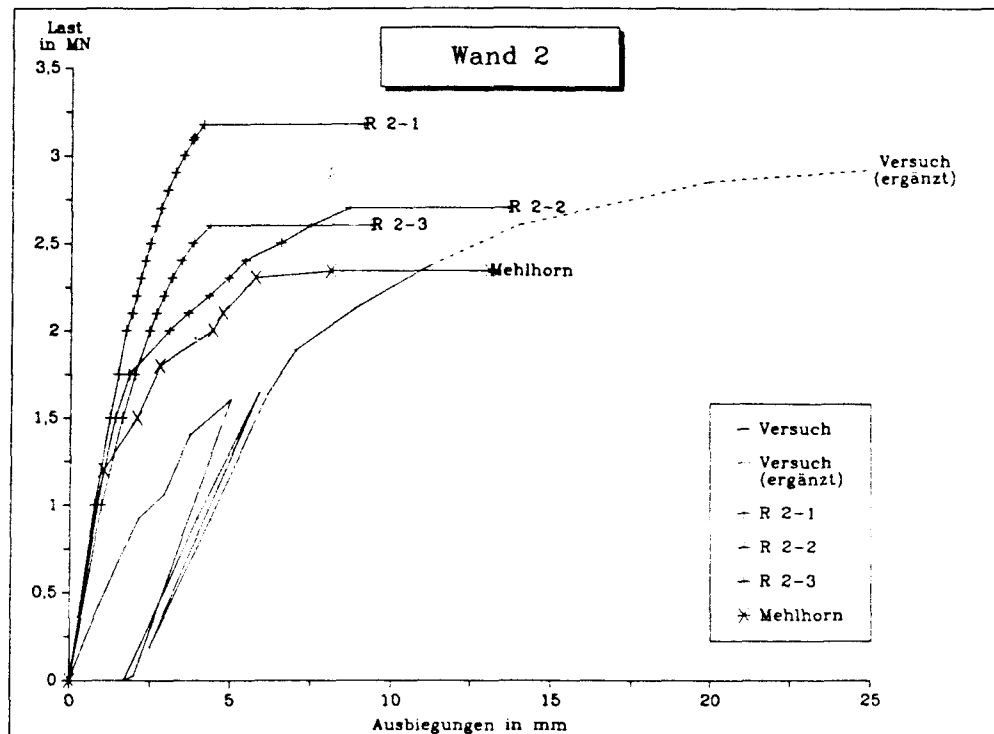
Wandversuche und Nachrechnungen



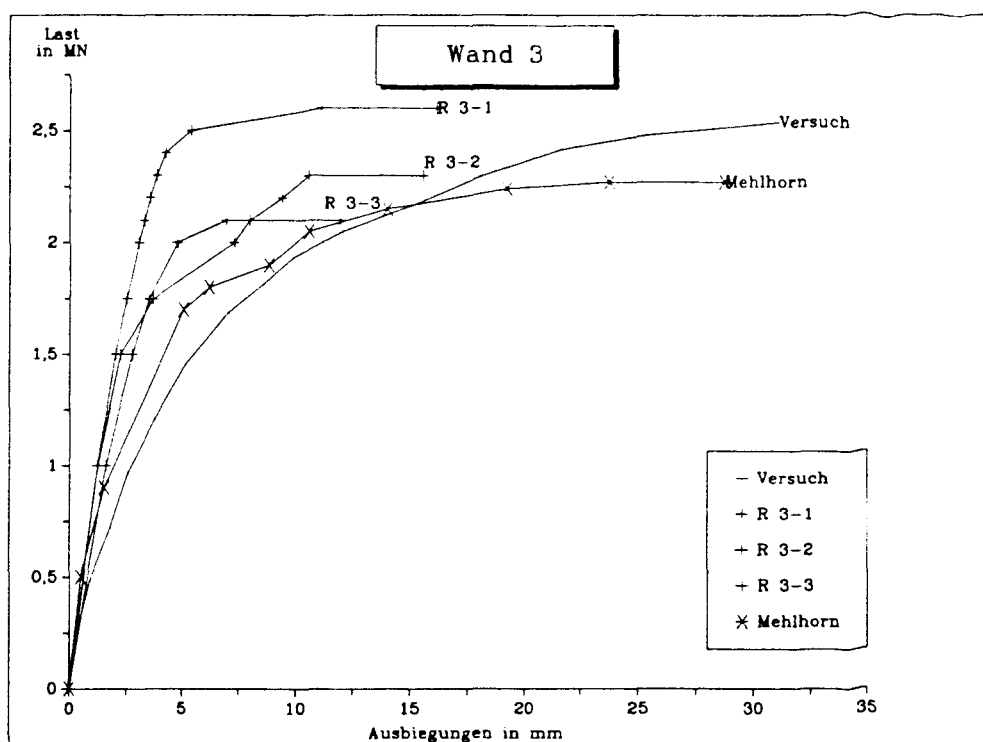
G r a f i s c h e   D a r s t e l l u n g e n  
v o n   L a s t - V e r f o r m u n g s k u r v e n  
d e r   W a n d v e r s u c h e   u n d  
d e r e n   N a c h r e c h n u n g e n



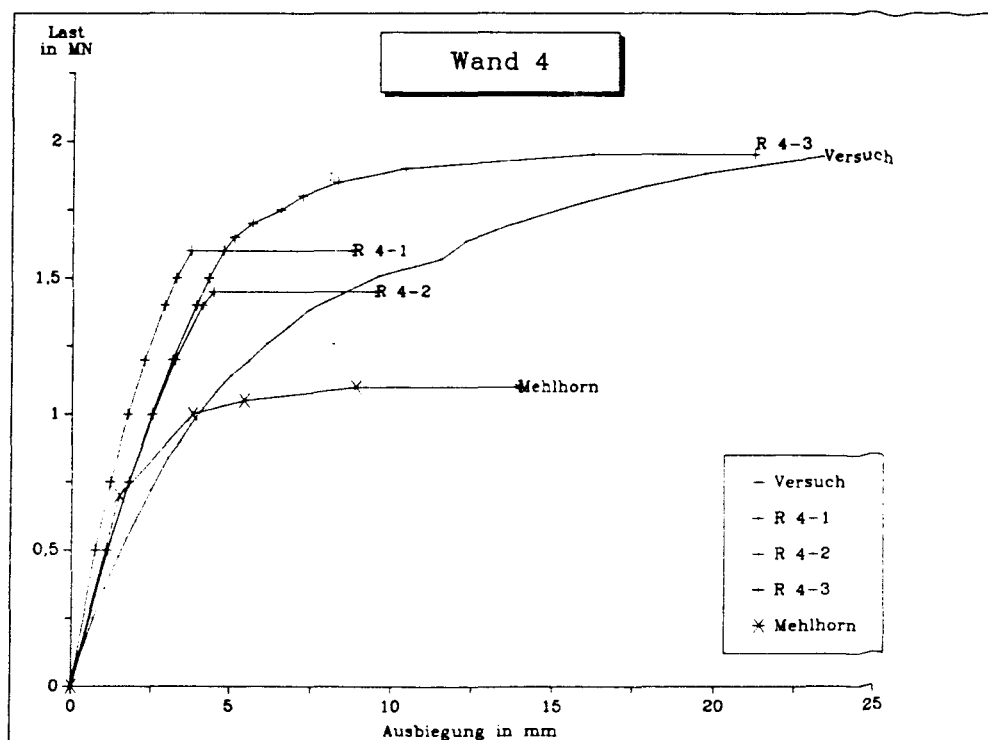
Wand W 1: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



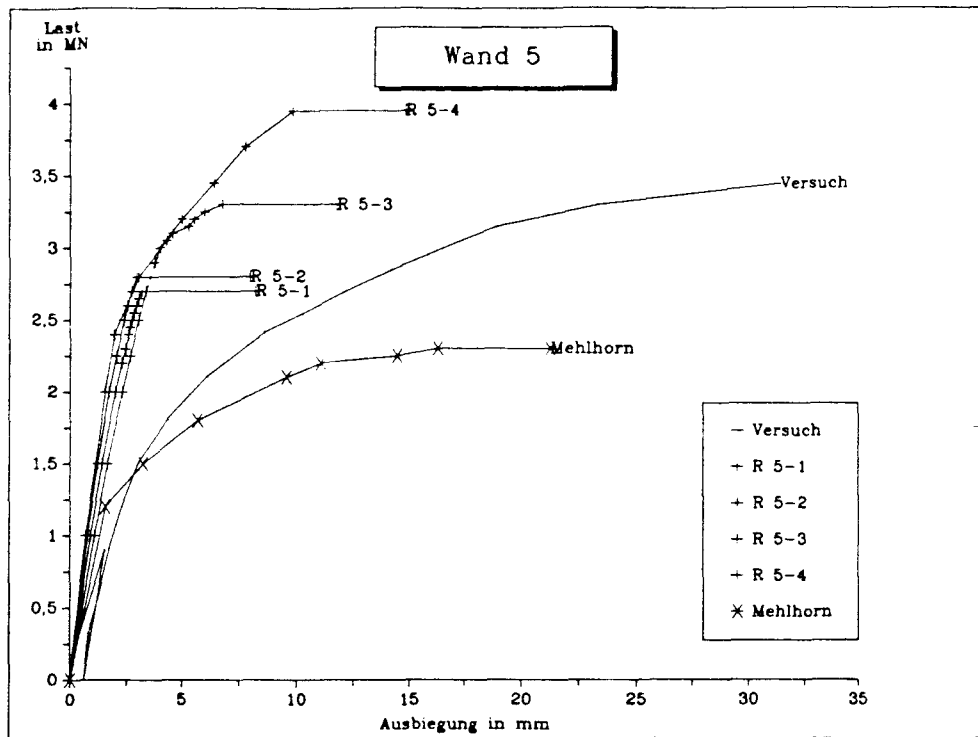
Wand W 2: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



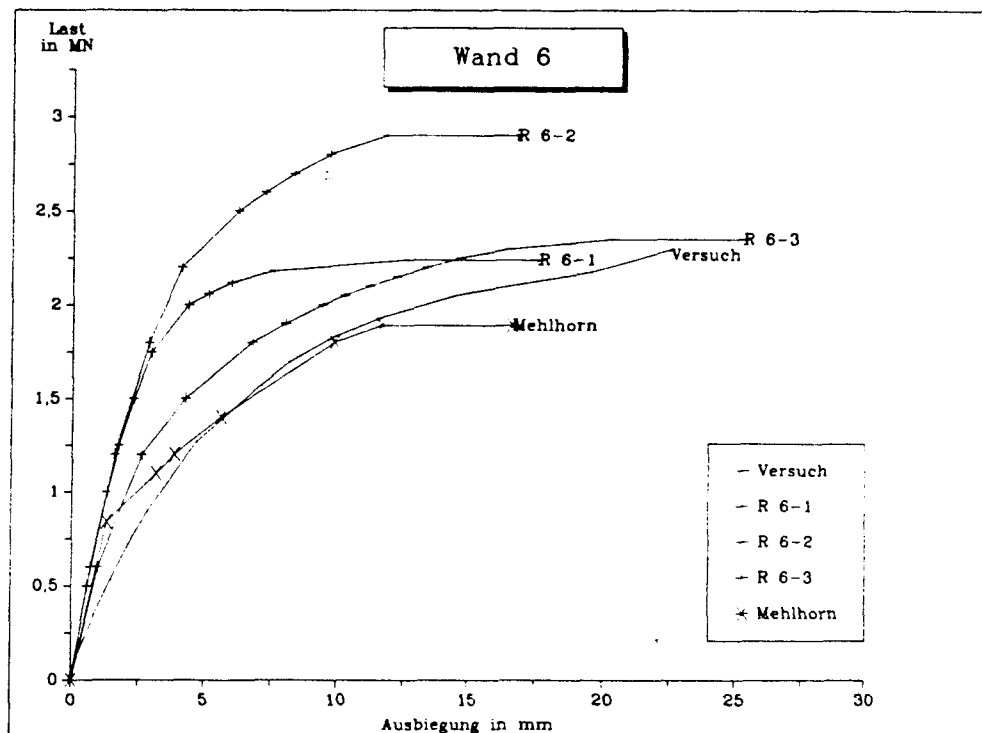
Wand W 3: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



Wand W 4: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen

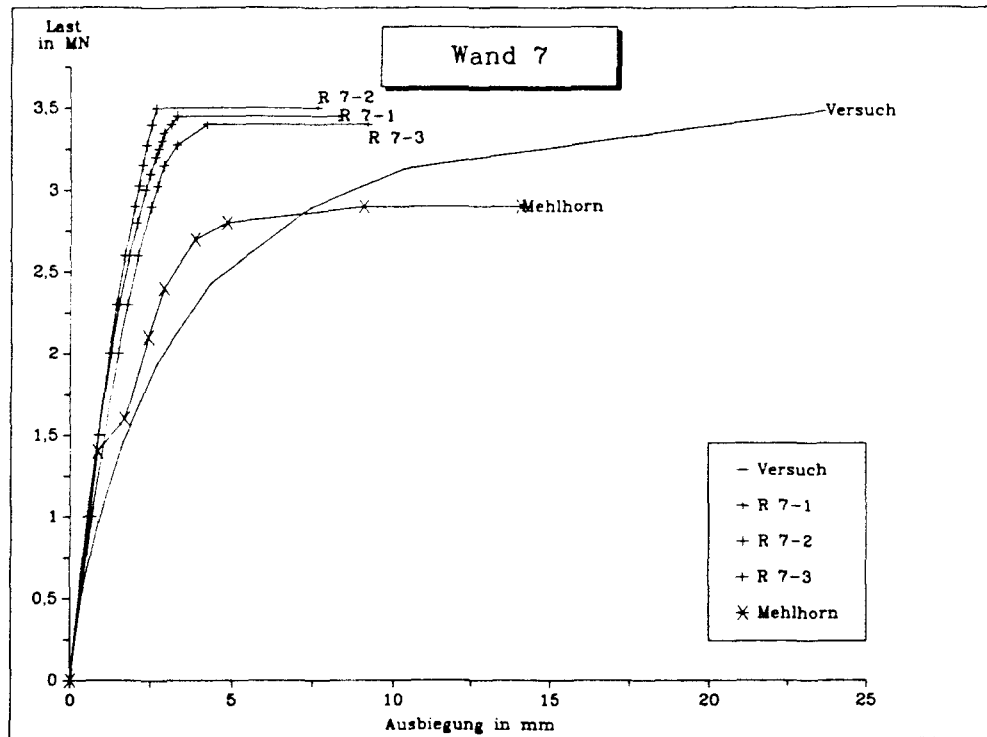


Wand W 5: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen

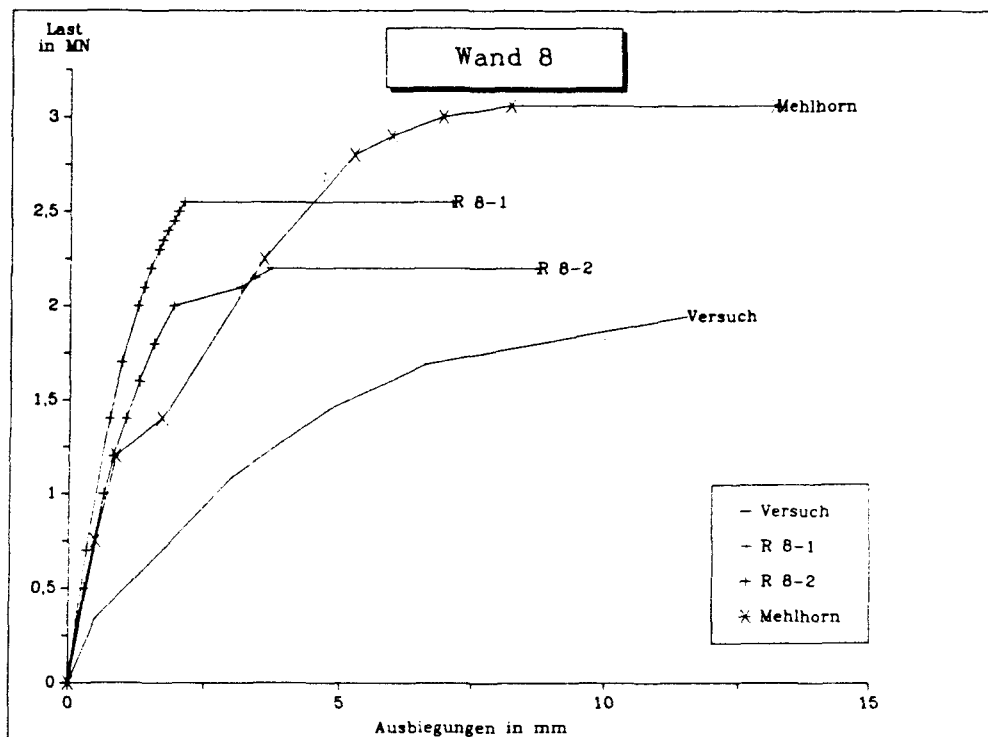


Wand W 6: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen

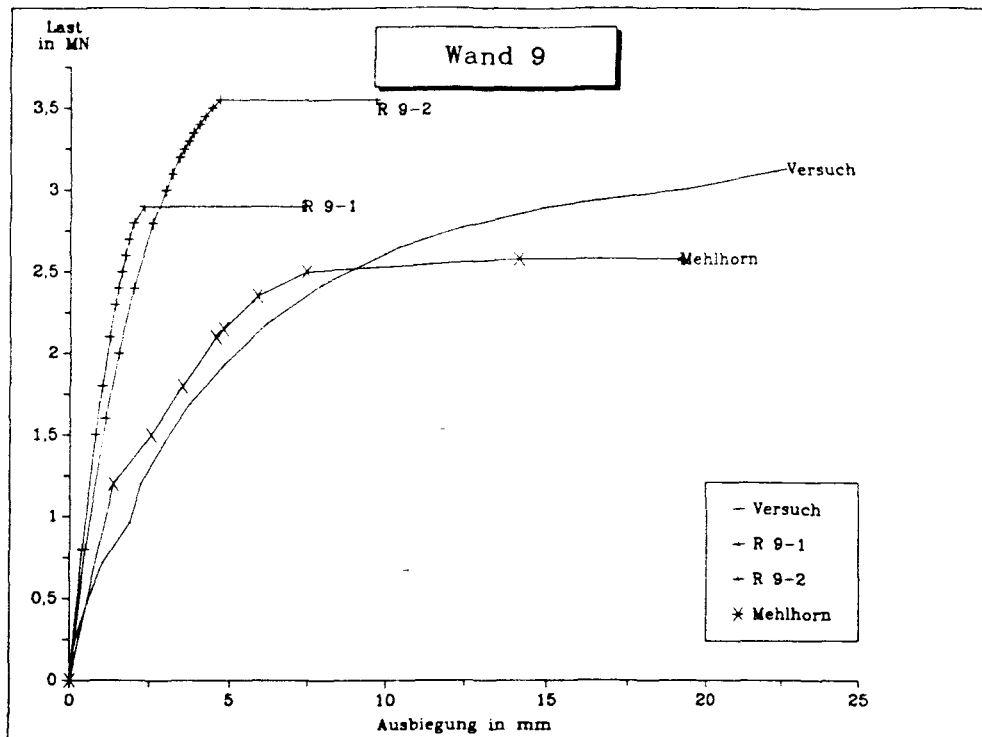




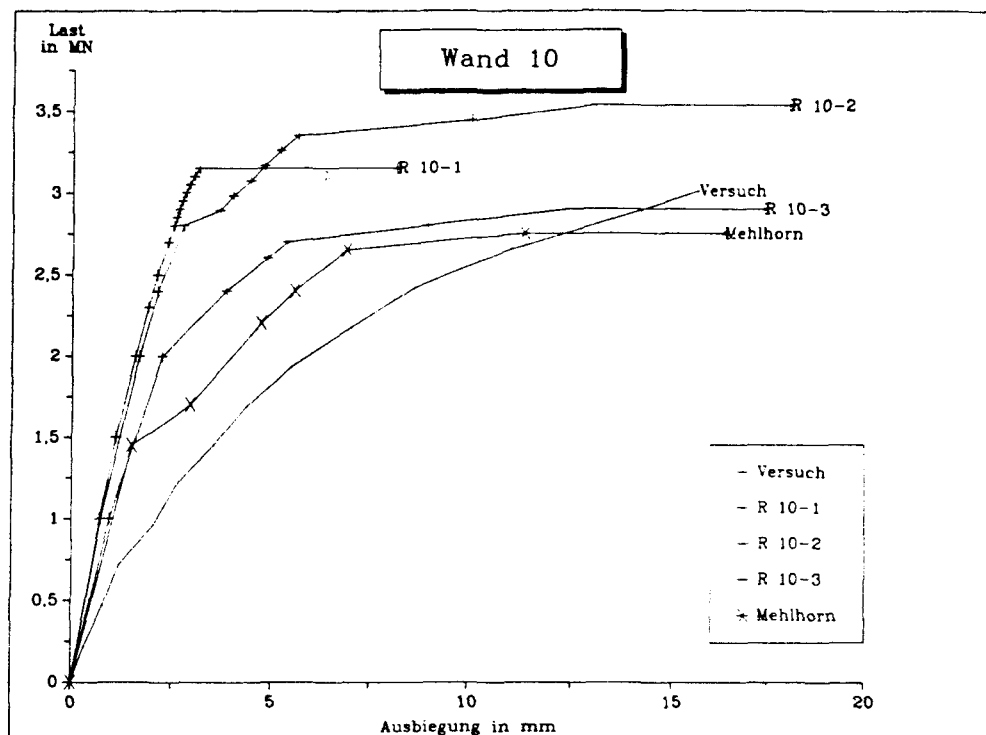
Wand W 7: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



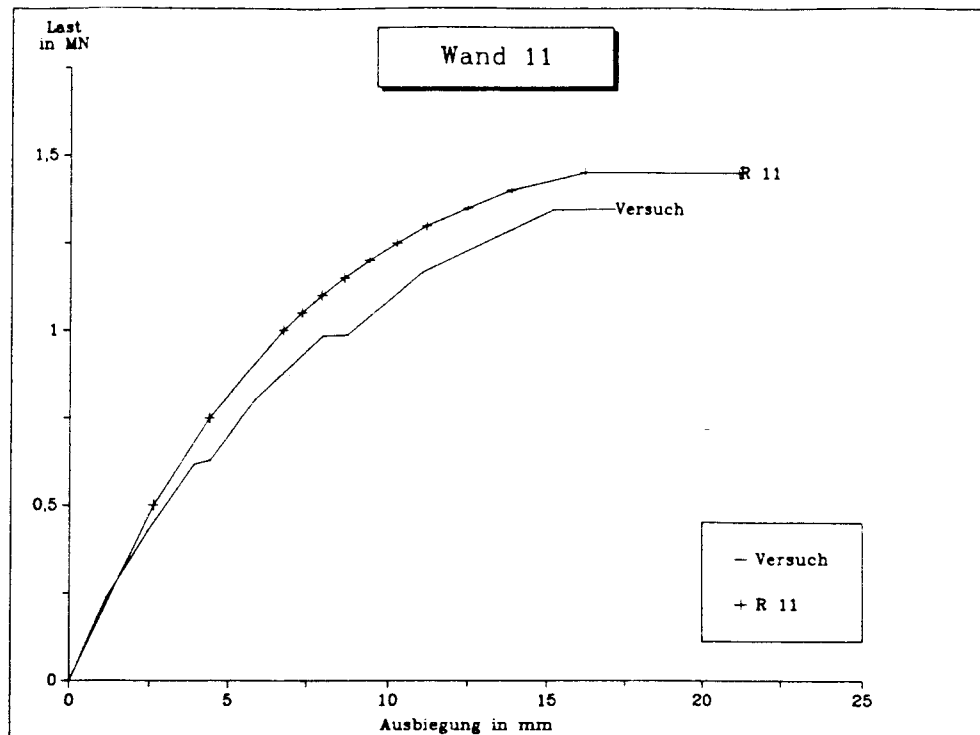
Wand W 8: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



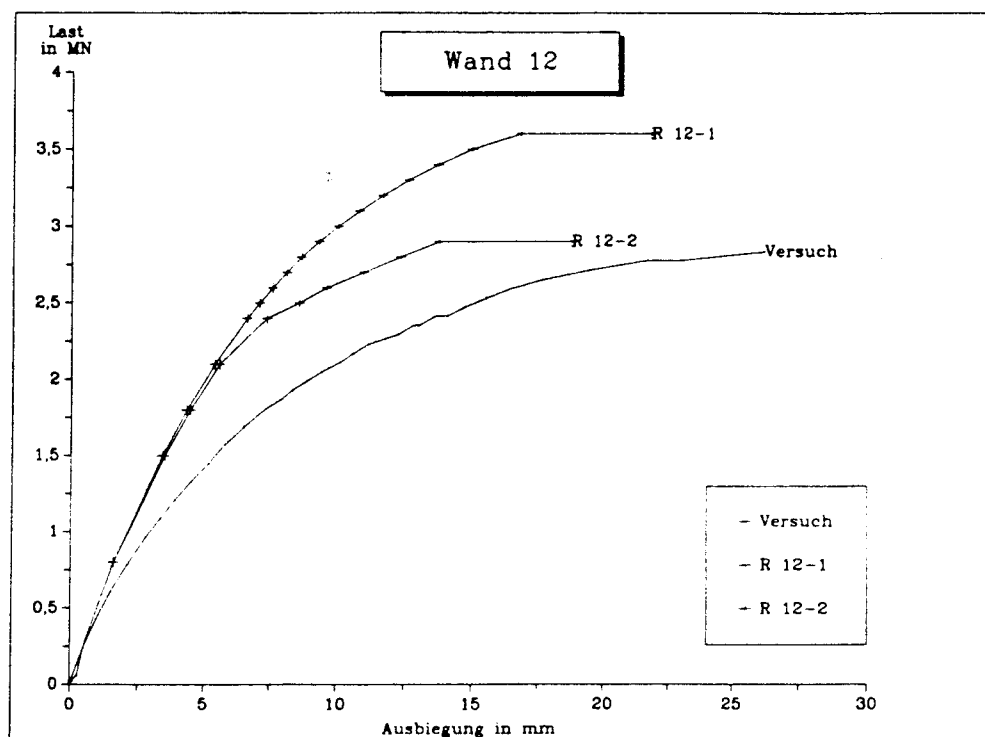
Wand W 9: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



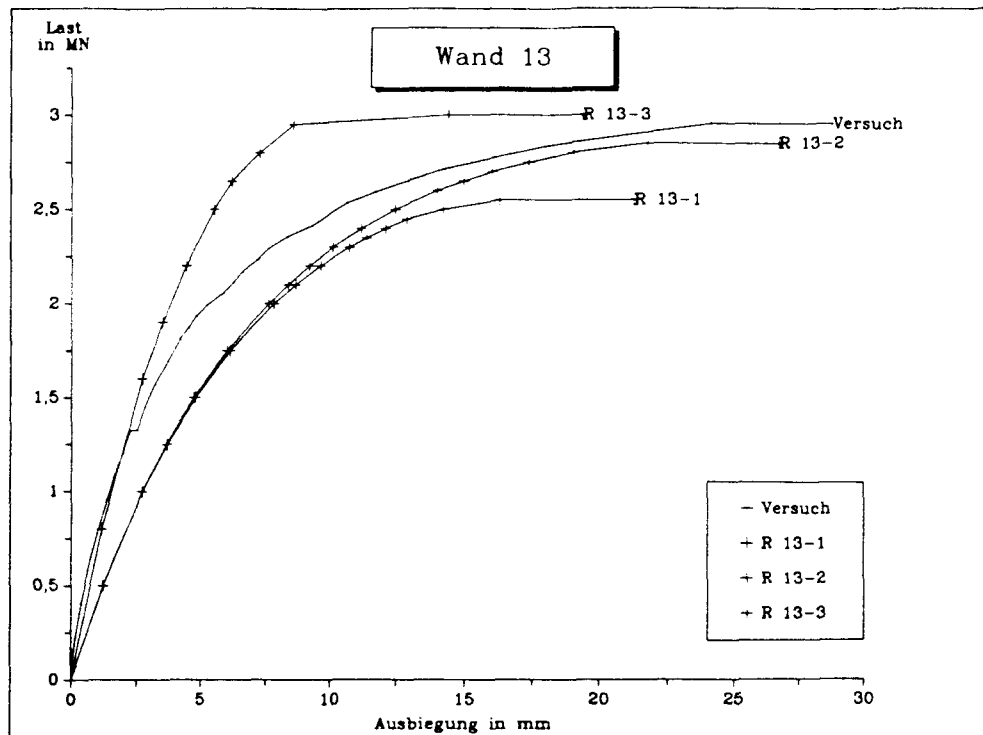
Wand W 10: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



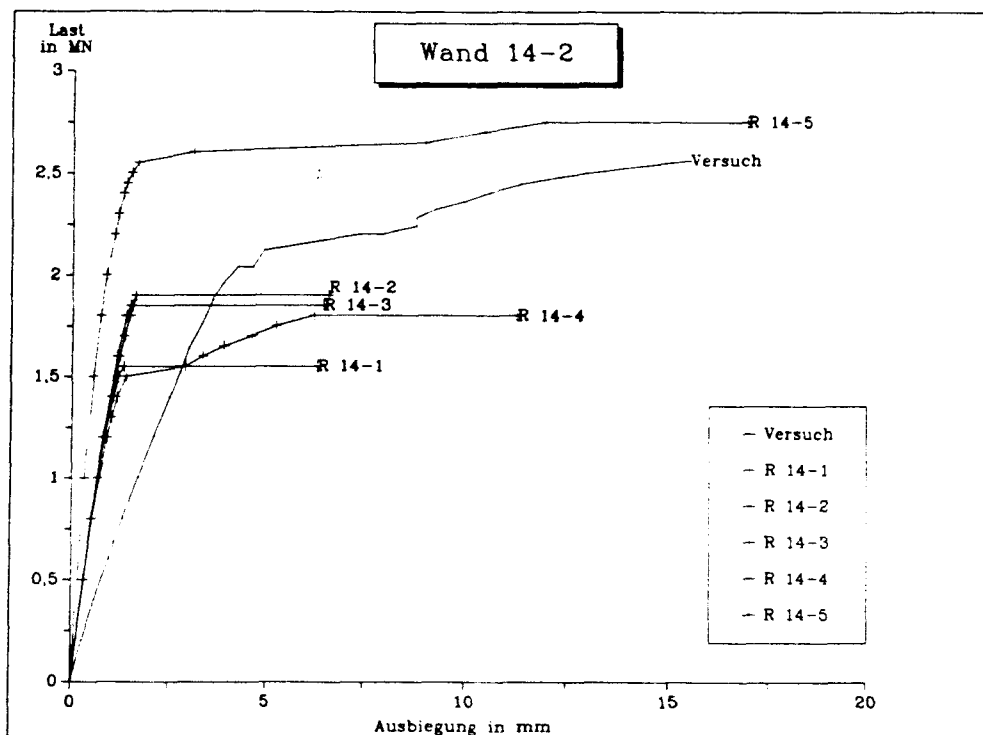
Wand W 11: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



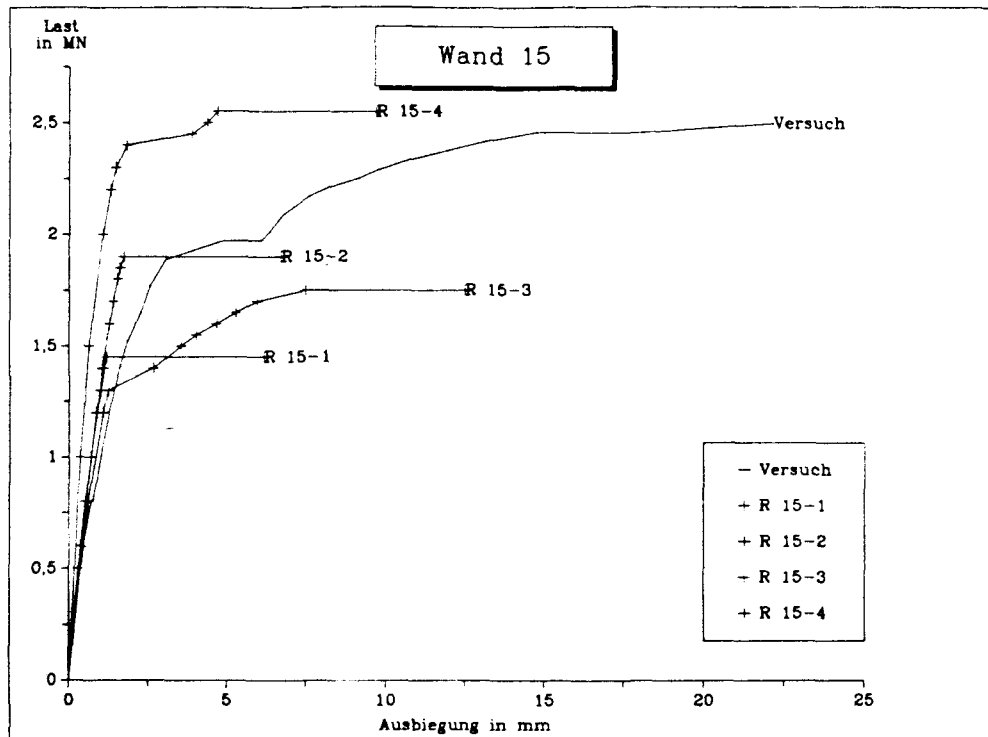
Wand W 12: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



Wand W 13: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



Wand W 14: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



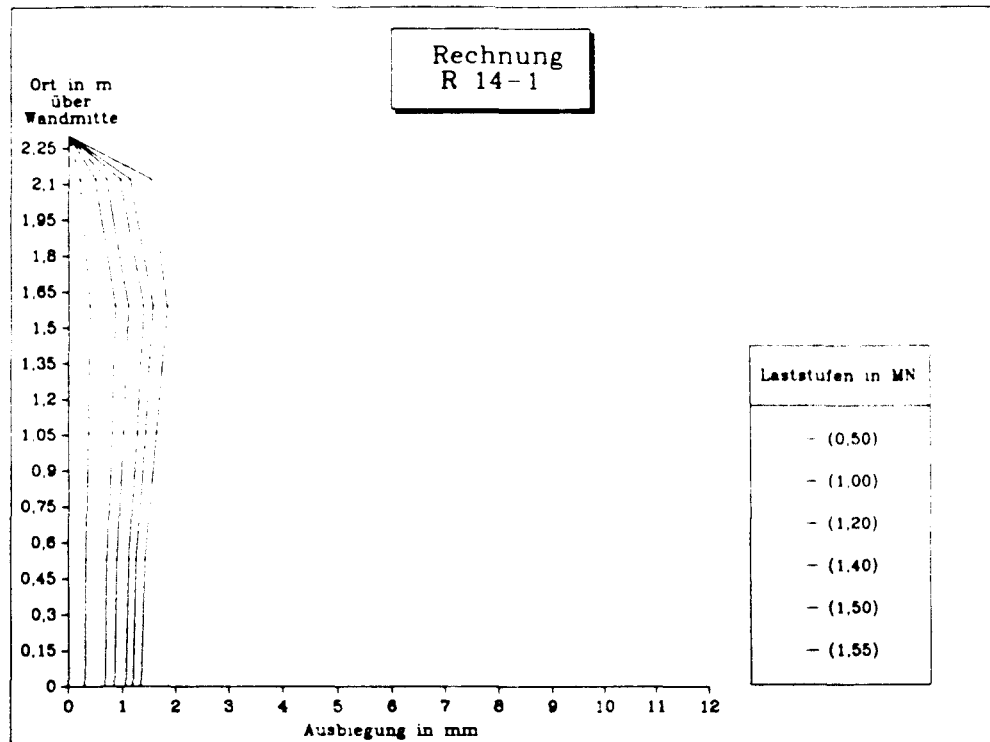
Wand W 15: Last - Verformungskurve  
Versuch und Nachrechnungen



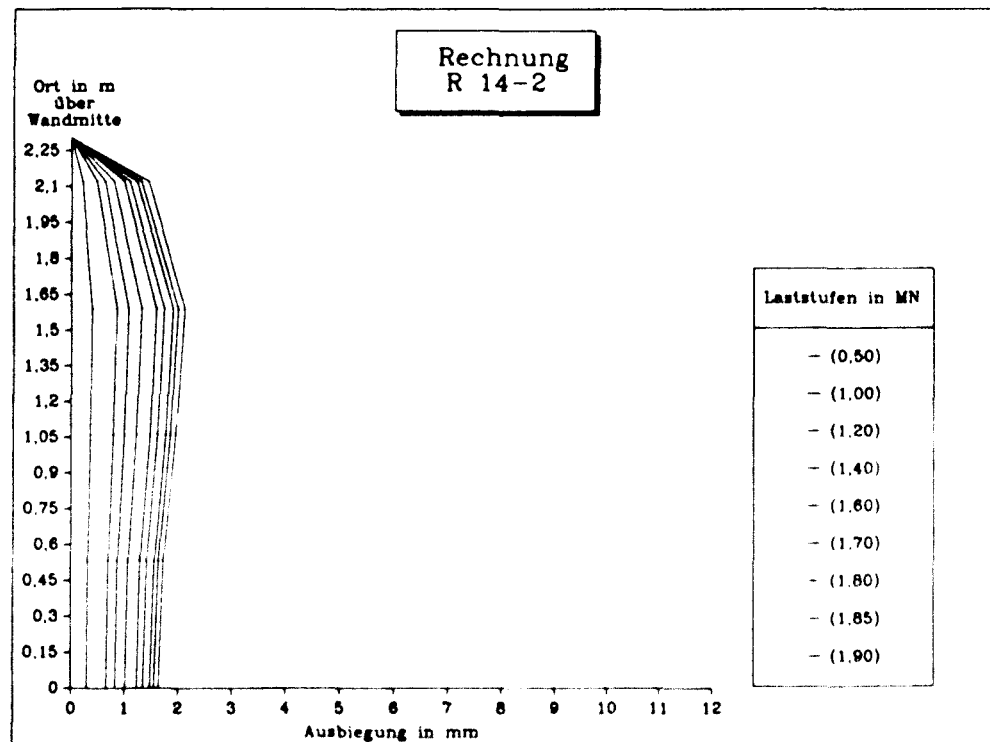
G r a f i s c h e   D a r s t e l l u n g   d e r  
l a s t a b h ä n g i g e n   V e r f o r m u n g s f i g u r e n  
d e r   n a c h g e r e c h n e t e n   W ä n d e  
W 14 - 2   u n d   W 15



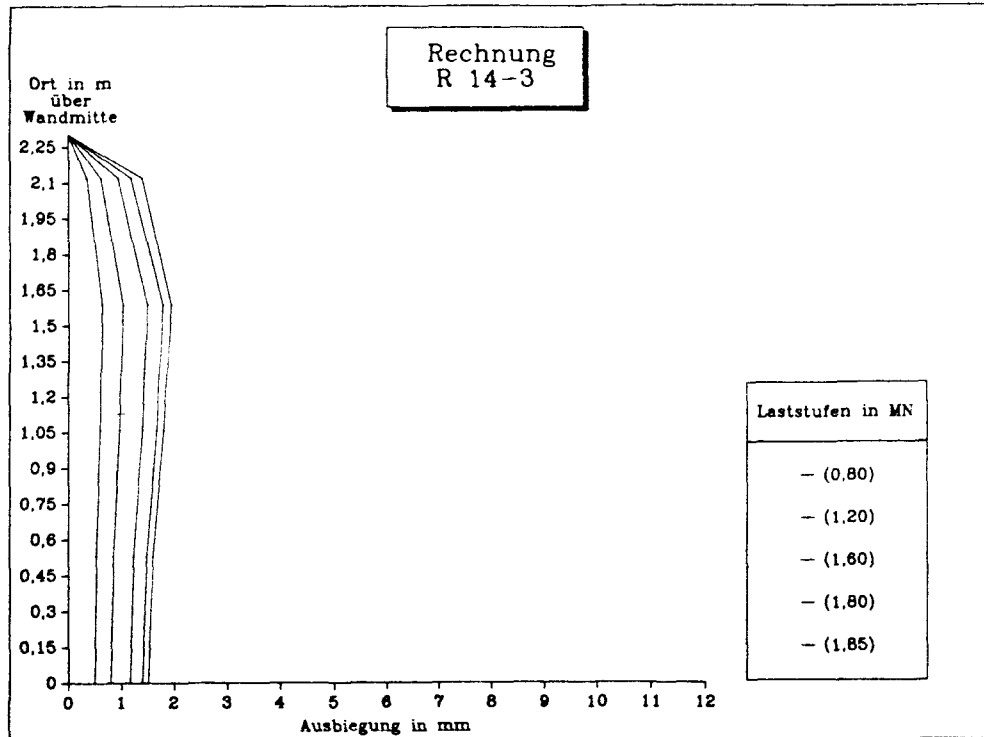




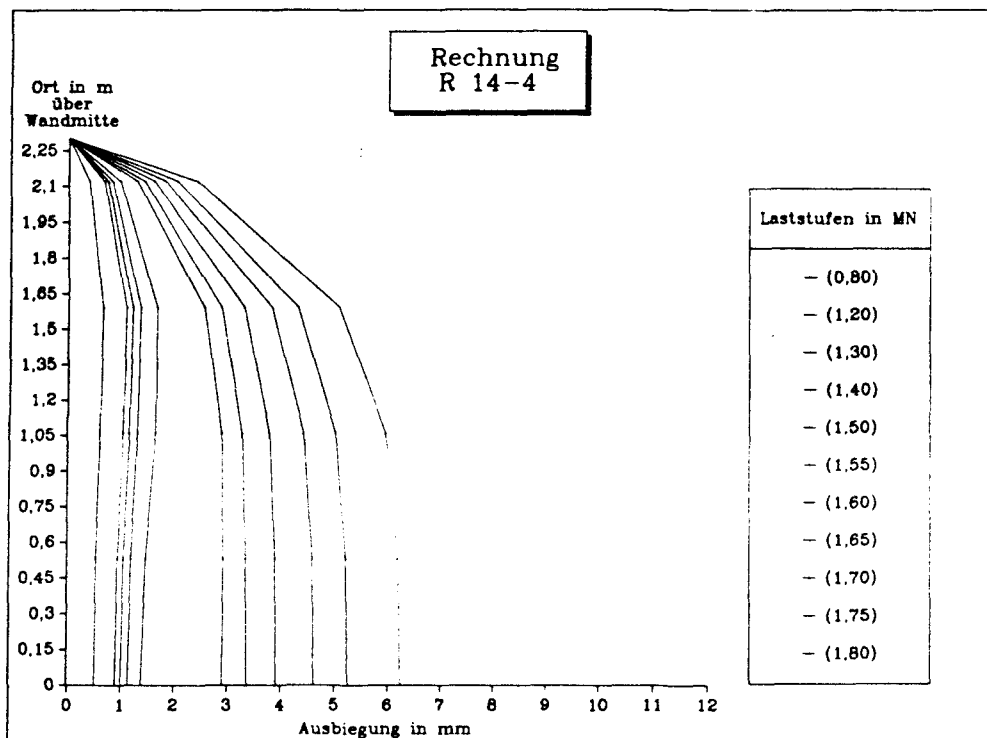
Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 14-1



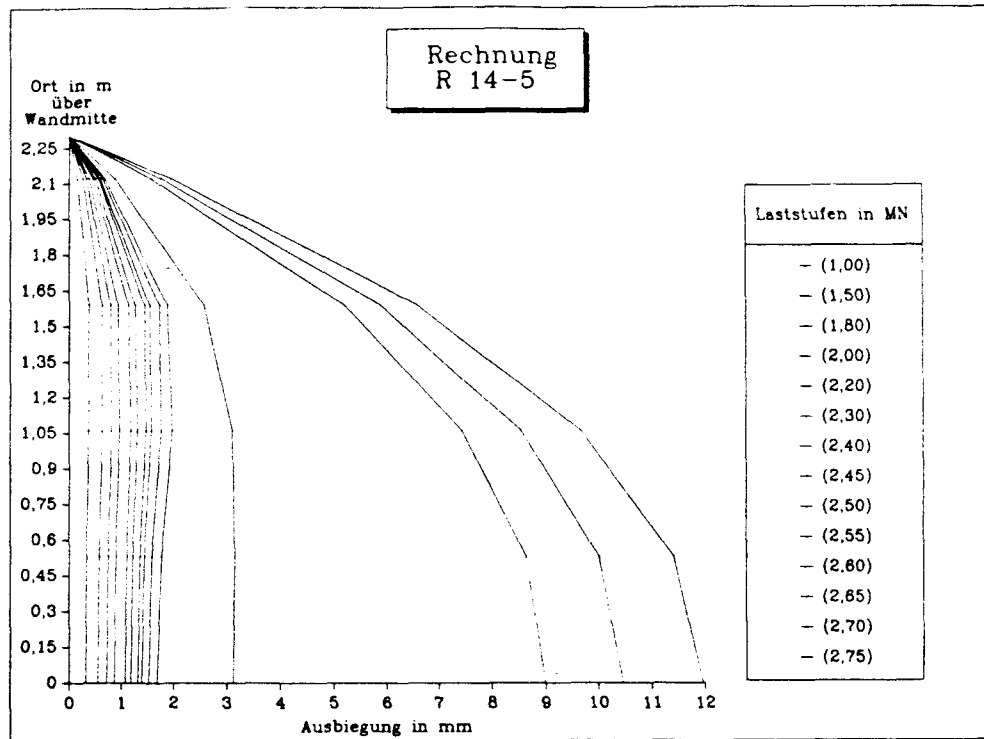
Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 14-2



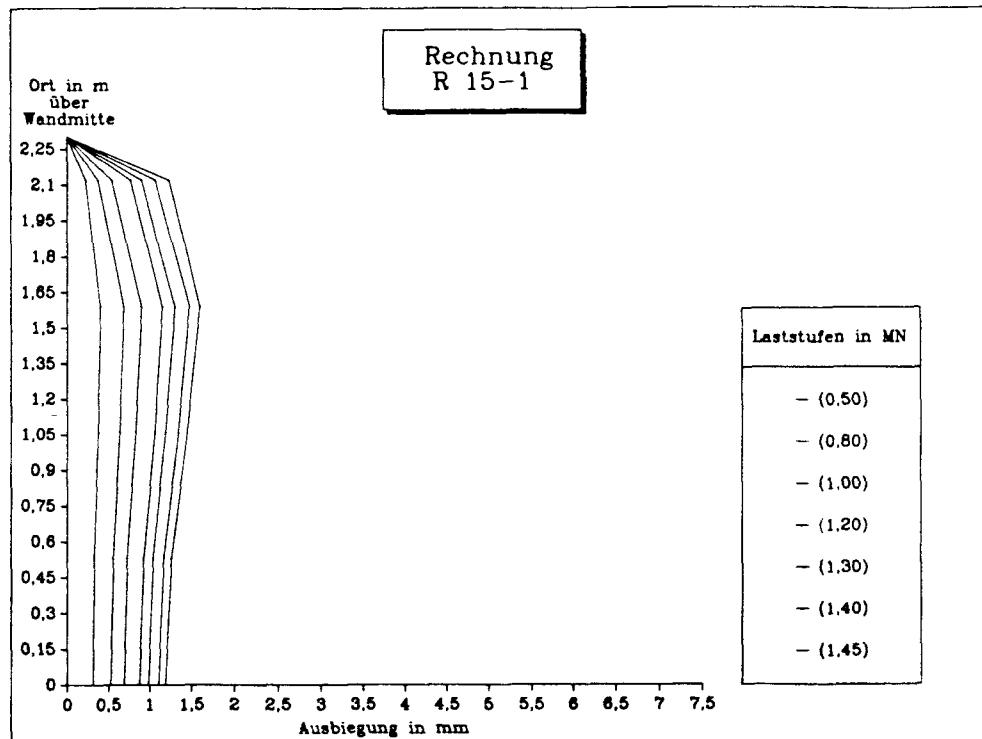
Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 14-3



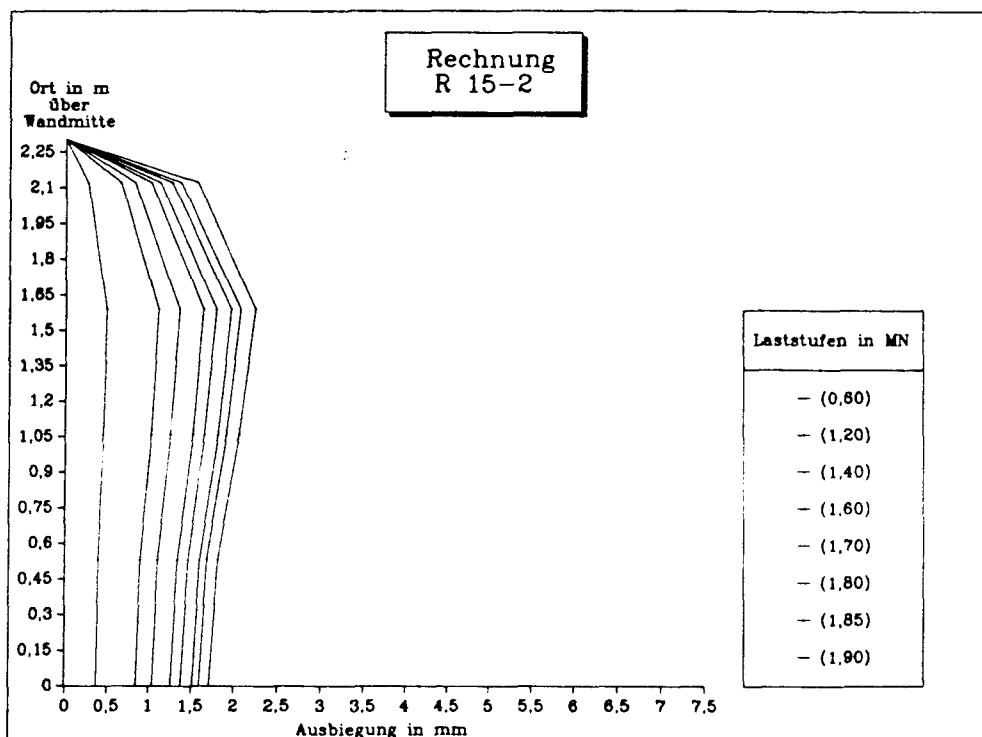
Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 14-4



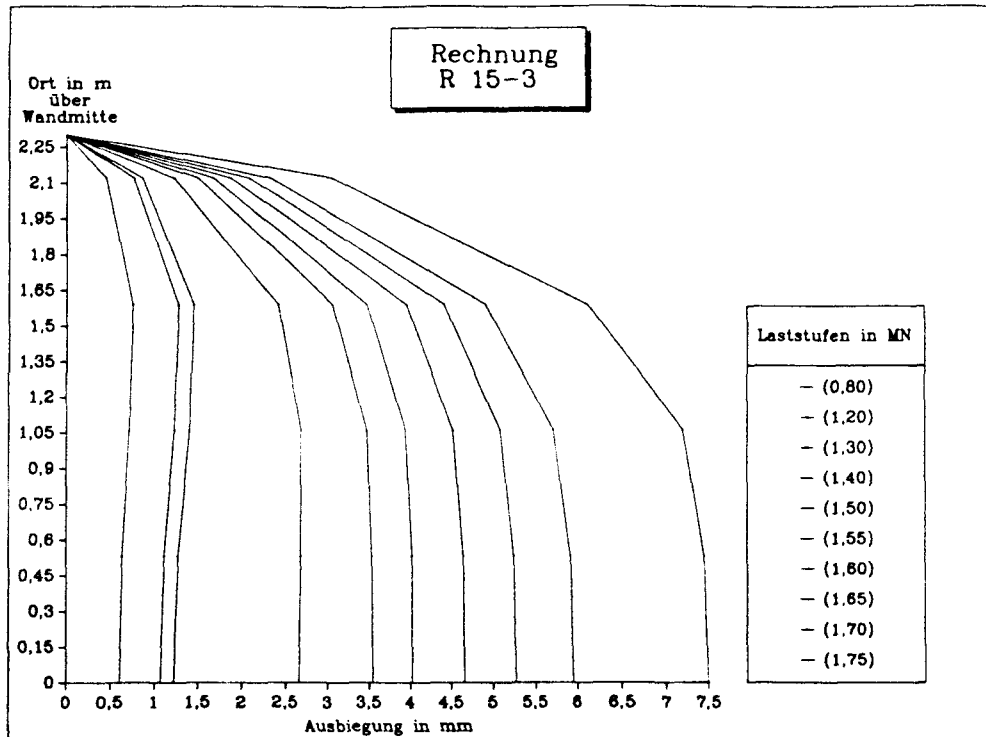
Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 14-5



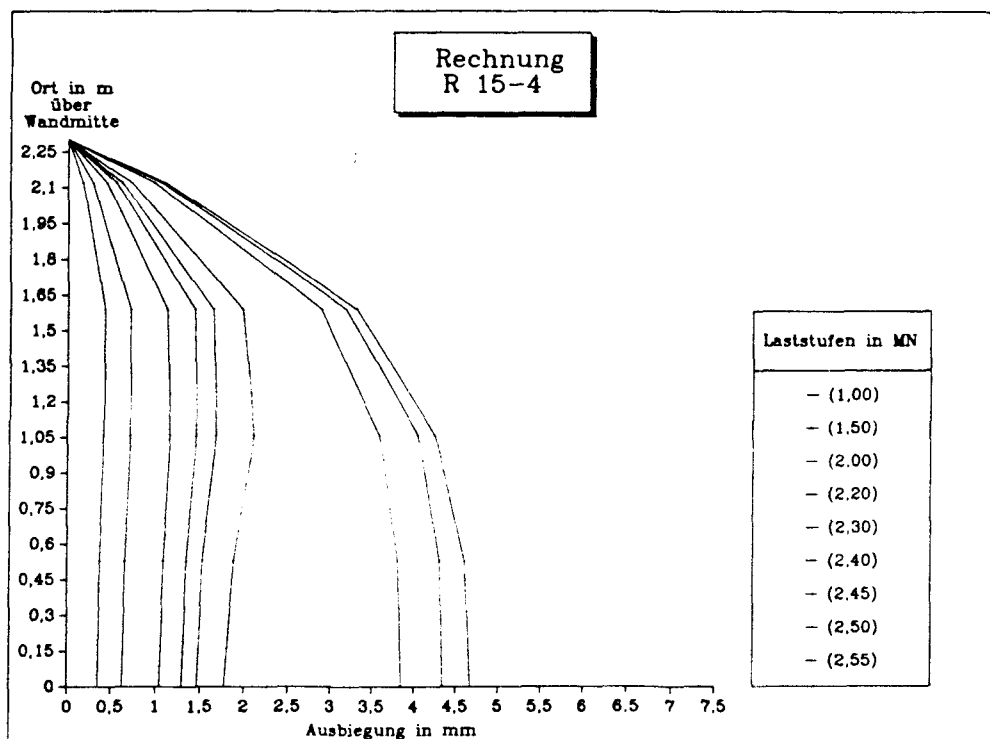
Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 15-1



Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 15-2



Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 15-3



Lastabhängige Verformung in Wandmitte von Nachrechnung R 15-4

Anhang C zum

Schlußbericht  
des Forschungsvorhabens  
"Stabilität mehrseitig gelenkig gelagerter Betonwände"

Serien- und Vergleichsrechnungen

bearbeitet von

Dr.-Ing. Rainer Grzeschkowitz  
cand. ing. Andreas Menzel

Braunschweig im Juli 1989

Inhaltsverzeichnis

Wandparameter und Rechenergebnisse 3-seitig gelagerter Wände	C 2
Wandparameter und Rechenergebnisse 4-seitig gelagerter Wände	C 4
Wandparameter und Rechenergebnisse 3-seitig und 4-seitig gelagerter Wände mit mittiger Bewehrung	C 8
Grafische Darstellungen zu den Rechenergebnissen 3-seitig gelagerter Wände	C 9
Grafische Darstellungen zu den Rechenergebnissen 4-seitig gelagerter Wände	C 21
Grafische Darstellungen zu den Vergleichs- rechnungen	C 33
Gegenüberstellung der Traglasten von Wänden mit unterschiedlicher Bewehrungsanordnung	C 34
Einfluß der Elementwahl auf die Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden	C 36
Einfluß der Systemwahl auf die Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden	C 37
Grafische Darstellungen zur Traglast von gelenkig gelagerten Stützen und 3- bzw. 4-seitig gelagerten Wänden	C 39
Regressionskoeffizienten der kubischen Anpassungen von Wänden in Abhängigkeit von der Wandbreite b	C 48

Wand Nr.	Lager	Breite [m]	Dicke [m]	e/d [-]	$\mu_L$ [%]	$\mu_Q/\mu_L$ [-]	$F_R$ [MN]	$w_{0,80}$ [mm]	Ite	$\delta F_R$ [MN]	$\delta_{max}$ [%]
1	3	1.50	0.15	0.10	0.30	0.50	3.30	2.43	8	0.05	W 1.3
2	3	1.50	0.15	0.10	0.30	1.00	3.40	2.53	3	0.05	W 1.8
3	3	1.50	0.15	0.10	0.60	0.50	3.55	2.61	5	0.05	W 1.2
4	3	1.50	0.15	0.10	0.60	1.00	3.80	2.83	3	0.10	W 1.9
5	3	1.50	0.15	0.20	0.30	0.50	1.80	2.98	7	0.05	K 1.0
6	3	1.50	0.15	0.20	0.30	1.00	1.95	3.38	6	0.05	K 0.9
7	3	1.50	0.15	0.20	0.60	0.50	1.90	3.08	6	0.05	K 1.8
8	3	1.50	0.15	0.20	0.60	1.00	2.10	3.39	3	0.05	K 1.6
9	3	1.50	0.15	0.50	0.30	0.50	0.65	8.27	9	0.05	K 5.1
10	3	1.50	0.15	0.50	0.30	1.00	0.70	8.11	11	0.05	K 3.2
11	3	1.50	0.15	0.50	0.60	0.50	0.90	9.68	5	0.05	K 2.1
12	3	1.50	0.15	0.50	0.60	1.00	0.90	8.28	4	0.05	K 5.0
13	3	1.50	0.20	0.10	0.30	0.50	4.50	1.77	11	0.10	W 0.6
14	3	1.50	0.20	0.10	0.30	1.00	4.65	1.83	2	0.05	W 2.1
15	3	1.50	0.20	0.10	0.60	0.50	4.80	1.86	7	0.10	W 0.7
16	3	1.50	0.20	0.10	0.60	1.00	5.10	2.04	6	0.10	W 0.7
17	3	1.50	0.20	0.20	0.30	0.50	2.50	2.44	6	0.10	K 0.7
18	3	1.50	0.20	0.20	0.30	1.00	2.55	2.21	6	0.05	K 0.7
19	3	1.50	0.20	0.20	0.60	0.50	2.75	2.54	3	0.05	K 1.6
20	3	1.50	0.20	0.20	0.60	1.00	2.80	2.35	7	0.10	K 1.4
21	3	1.50	0.20	0.50	0.30	0.50	0.95	6.67	11	0.05	K 2.5
22	3	1.50	0.20	0.50	0.30	1.00	0.95	5.61	21	0.05	K 1.2
23	3	1.50	0.20	0.50	0.60	0.50	1.20	6.48	16	0.05	K 2.5
24	3	1.50	0.20	0.50	0.60	1.00	1.30	6.34	4	0.05	K 2.6
25	3	2.00	0.15	0.10	0.30	0.50	4.10	3.39	3	0.10	W 1.8
26	3	2.00	0.15	0.10	0.30	1.00	4.30	3.65	3	0.10	W 2.3
27	3	2.00	0.15	0.10	0.60	0.50	4.50	3.79	3	0.10	W 1.7
28	3	2.00	0.15	0.10	0.60	1.00	4.50	3.77	16	0.05	W 0.6
29	3	2.00	0.15	0.20	0.30	0.50	2.15	4.25	6	0.05	W 1.1
30	3	2.00	0.15	0.20	0.30	1.00	2.30	4.50	5	0.05	K 1.0
31	3	2.00	0.15	0.20	0.60	0.50	2.30	4.18	11	0.10	W 1.0
32	3	2.00	0.15	0.20	0.60	1.00	2.50	4.51	4	0.05	W 0.6
33	3	2.00	0.15	0.50	0.30	0.50	0.75	9.42	11	0.05	K 4.2
34	3	2.00	0.15	0.50	0.30	1.00	0.80	9.49	10	0.05	K 3.5
35	3	2.00	0.15	0.50	0.60	0.50	1.05	11.87	8	0.05	K 2.3
36	3	2.00	0.15	0.50	0.60	1.00	1.15	12.11	8	0.05	K 3.3
37	3	2.00	0.20	0.10	0.30	0.50	5.70	2.58	16	0.10	W 1.3
38	3	2.00	0.20	0.10	0.30	1.00	5.85	2.70	2	0.05	W 1.8
39	3	2.00	0.20	0.10	0.60	0.50	6.05	2.70	1	0.05	W 3.3
40	3	2.00	0.20	0.10	0.60	1.00	6.40	2.96	5	0.10	W 2.3
41	3	2.00	0.20	0.20	0.30	0.50	3.05	3.32	4	0.05	K 1.0
42	3	2.00	0.20	0.20	0.30	1.00	3.10	3.05	8	0.05	W 1.0
43	3	2.00	0.20	0.20	0.60	0.50	3.25	3.22	5	0.05	K 1.1
44	3	2.00	0.20	0.20	0.60	1.00	3.45	3.30	2	0.05	W 0.5
45	3	2.00	0.20	0.50	0.30	0.50	1.10	7.46	9	0.05	K 3.4
46	3	2.00	0.20	0.50	0.30	1.00	1.20	7.81	10	0.05	K 4.5
47	3	2.00	0.20	0.50	0.60	0.50	1.50	8.54	10	0.05	K 2.1
48	3	2.00	0.20	0.50	0.60	1.00	1.65	8.92	8	0.05	K 3.6

$F_R$  : Traglast der Wand  
 $\mu_L$  : Längsbewehrungsanteil  
 $\mu_Q/\mu_L$  : Verhältnis Quer-/Längsbewehrung  
 $w_{0,80}$  : maximale Durchbiegung bei 80 % der Traglast ( bei 3-seitig gelagerten Wänden in der Mitte des freien Randes, bei 4-seitig gelagerten Wänden in Wandmitte )  
Ite : Anzahl der nötigen Iterationsschritte bei Traglast  
 $\delta F_R$  : Lastunterschied Traglast-Versagenslast  
 $\delta_{max}$  : ungenaueste Größe bei Traglast ( W=Weggröße, K=Kraftgröße )

## Wandparameter und Rechenergebnisse 3-seitig gelagerter Wände

T A B E L L E C 1

Serienrechnungen W 1 - 48



Wand Nr.	Lager	Breite [m]	Dicke [m]	e/d [-]	$\mu_L$ [%]	$\mu_Q/\mu_L$ [-]	$F_R$ [MN]	$w_{0,80}$ [mm]	Ite	$\delta F_R$ [MN]	$\delta_{max}$ [%]
49	3	3.00	0.15	0.10	0.30	0.50	5.30	4.74	3	0.10	W 3.0
50	3	3.00	0.15	0.10	0.30	1.00	5.40	4.88	6	0.05	W 1.7
51	3	3.00	0.15	0.10	0.60	0.50	5.70	5.04	2	0.05	W 1.3
52	3	3.00	0.15	0.10	0.60	1.00	5.90	5.28	8	0.10	W 1.0
53	3	3.00	0.15	0.20	0.30	0.50	2.80	4.92	13	0.05	K 1.2
54	3	3.00	0.15	0.20	0.30	1.00	2.90	5.20	6	0.05	K 1.0
55	3	3.00	0.15	0.20	0.60	0.50	3.15	5.50	3	0.05	K 2.8
56	3	3.00	0.15	0.20	0.60	1.00	3.45	6.54	3	0.05	W 3.1
57	3	3.00	0.15	0.50	0.30	0.50	0.85	6.95	12	0.05	K 3.5
58	3	3.00	0.15	0.50	0.30	1.00	0.90	8.15	8	0.05	K 4.3
59	3	3.00	0.15	0.50	0.60	0.50	1.15	10.43	9	0.05	K 1.4
60	3	3.00	0.15	0.50	0.60	1.00	1.25	11.68	8	0.05	K 1.1
61	3	3.00	0.20	0.10	0.30	0.50	7.30	3.39	2	0.05	W 1.0
62	3	3.00	0.20	0.10	0.30	1.00	7.55	3.87	2	0.05	W 3.0
63	3	3.00	0.20	0.10	0.60	0.50	7.80	3.57	4	0.05	W 2.3
64	3	3.00	0.20	0.10	0.60	1.00	8.25	3.86	1	0.05	W 3.8
65	3	3.00	0.20	0.20	0.30	0.50	3.85	3.58	14	0.05	K 1.4
66	3	3.00	0.20	0.20	0.30	1.00	3.95	3.71	2	0.05	K 2.1
67	3	3.00	0.20	0.20	0.60	0.50	4.35	4.08	7	0.05	K 1.2
68	3	3.00	0.20	0.20	0.60	1.00	4.60	4.31	4	0.05	K 1.3
69	3	3.00	0.20	0.50	0.30	0.50	1.25	5.74	10	0.05	K 2.9
70	3	3.00	0.20	0.50	0.30	1.00	1.35	7.03	16	0.05	K 3.6
71	3	3.00	0.20	0.50	0.60	0.50	1.65	7.64	13	0.05	K 2.3
72	3	3.00	0.20	0.50	0.60	1.00	1.75	8.00	8	0.05	K 0.7
73	3	6.00	0.15	0.10	0.30	0.50	7.60	5.19	3	0.05	W 2.4
74	3	6.00	0.15	0.10	0.30	1.00	7.70	5.48	5	0.05	K 1.6
75	3	6.00	0.15	0.10	0.60	0.50	8.65	5.77	2	0.05	W 1.1
76	3	6.00	0.15	0.10	0.60	1.00	8.65	5.88	26	0.05	K 1.0
77	3	6.00	0.15	0.20	0.30	0.50	3.75	4.81	4	0.05	K 2.3
78	3	6.00	0.15	0.20	0.30	1.00	3.75	4.79	2	0.05	W 2.1
79	3	6.00	0.15	0.20	0.60	0.50	4.15	5.28	16	0.05	K 3.9
80	3	6.00	0.15	0.20	0.60	1.00	4.30	5.54	16	0.05	K 3.7
81	3	6.00	0.15	0.50	0.30	0.50	1.20	6.79	7	0.05	K 1.7
82	3	6.00	0.15	0.50	0.30	1.00	1.20	6.66	5	0.05	K 3.0
83	3	6.00	0.15	0.50	0.60	0.50	1.55	8.90	7	0.05	K 1.2
84	3	6.00	0.15	0.50	0.60	1.00	1.60	9.55	5	0.05	K 1.2
85	3	6.00	0.20	0.10	0.30	0.50	10.55	3.74	21	0.05	W 3.9
86	3	6.00	0.20	0.10	0.30	1.00	10.70	3.83	13	0.05	K 0.6
87	3	6.00	0.20	0.10	0.60	0.50	11.75	4.08	16	0.05	K 0.8
88	3	6.00	0.20	0.10	0.60	1.00	12.40	4.34	1	0.05	W 3.0
89	3	6.00	0.20	0.20	0.30	0.50	5.20	3.62	6	0.10	K 0.9
90	3	6.00	0.20	0.20	0.30	1.00	5.25	3.73	4	0.05	K 1.3
91	3	6.00	0.20	0.20	0.60	0.50	5.65	3.75	16	0.05	K 3.1
92	3	6.00	0.20	0.20	0.60	1.00	5.90	3.99	3	0.05	W 0.5
93	3	6.00	0.20	0.50	0.30	0.50	1.70	5.24	5	0.05	K 1.5
94	3	6.00	0.20	0.50	0.30	1.00	1.75	5.28	7	0.05	K 1.3
95	3	6.00	0.20	0.50	0.60	0.50	2.20	6.48	5	0.05	K 1.5
96	3	6.00	0.20	0.50	0.60	1.00	2.25	6.71	6	0.05	K 2.7

$F_R$  : Traglast der Wand  
 $\mu_L$  : Längsbewehrungsanteil  
 $\mu_Q/\mu_L$  : Verhältnis Quer-/Längsbewehrung  
 $w_{0,80}$  : maximale Durchbiegung bei 80 % der Traglast ( bei 3-seitig gelagerten Wänden in der Mitte des freien Randes, bei 4-seitig gelagerten Wänden in Wandmitte )  
Ite : Anzahl der nötigen Iterationsschritte bei Traglast  
 $\delta F_R$  : Lastunterschied Traglast-Versagenslast  
 $\delta_{max}$  : ungenaueste Größe bei Traglast ( W=Weggröße, K=Kraftgröße )

Wandparameter und Rechenergebnisse 3-seitig gelagerter Wände

T A B E L L E C 2

Serienrechnungen W 49 - 96

Wand Nr.	Lager [m]	Breite [m]	Dicke [m]	e/d [-]	$\mu_L$ [%]	$\mu_Q/\mu_L$ [-]	$F_R$ [MN]	$w_{0,80}$ [mm]	ite	$\delta F_R$ [MN]	$\delta_{max}$ [%]
97	4	1.50	0.15	0.10	0.30	0.20	3.55	0.25	8	0.05	W 4.0
98	4	1.50	0.15	0.10	0.30	0.50	3.60	0.25	4	0.05	W 1.3
99	4	1.50	0.15	0.10	0.30	1.00	3.75	0.25	4	0.05	W 3.2
100	4	1.50	0.15	0.10	0.60	0.20	3.65	0.25	4	0.05	W 3.9
101	4	1.50	0.15	0.10	0.60	0.50	3.90	0.26	7	0.05	W 2.1
102	4	1.50	0.15	0.10	0.60	1.00	4.20	0.27	5	0.05	W 1.2
103	4	1.50	0.15	0.20	0.30	0.20	2.75	2.26	8	0.05	K 0.5
104	4	1.50	0.15	0.20	0.30	0.50	2.95	1.74	5	0.05	W 0.4
105	4	1.50	0.15	0.20	0.30	1.00	2.95	1.15	13	0.05	K 0.6
106	4	1.50	0.15	0.20	0.60	0.20	3.00	1.97	21	0.05	K 1.9
107	4	1.50	0.15	0.20	0.60	0.50	3.00	1.15	11	0.05	K 0.8
108	4	1.50	0.15	0.20	0.60	1.00	2.95	0.65	4	0.05	K 0.7
109	4	1.50	0.15	0.50	0.30	0.20	0.95	3.71	16	0.05	K 1.4
110	4	1.50	0.15	0.50	0.30	0.50	1.10	2.83	8	0.05	K 1.1
111	4	1.50	0.15	0.50	0.30	1.00	1.35	2.65	9	0.05	K 1.5
112	4	1.50	0.15	0.50	0.60	0.20	1.25	3.79	8	0.05	K 1.5
113	4	1.50	0.15	0.50	0.60	0.50	1.55	3.12	9	0.05	K 0.4
114	4	1.50	0.15	0.50	0.60	1.00	1.65	2.15	8	0.05	K 0.5
115	4	1.50	0.20	0.10	0.30	0.20	4.65	0.18	4	0.05	W 1.4
116	4	1.50	0.20	0.10	0.30	0.50	4.80	0.21	4	0.05	W 1.3
117	4	1.50	0.20	0.10	0.30	1.00	4.95	0.18	4	0.05	W 4.3
118	4	1.50	0.20	0.10	0.60	0.20	4.90	0.19	3	0.05	W 0.8
119	4	1.50	0.20	0.10	0.60	0.50	5.15	0.19	4	0.05	W 0.9
120	4	1.50	0.20	0.10	0.60	1.00	5.65	0.20	6	0.05	W 1.5
121	4	1.50	0.20	0.20	0.30	0.20	3.85	1.90	4	0.05	W 1.5
122	4	1.50	0.20	0.20	0.30	0.50	4.05	1.28	16	0.05	W 0.8
123	4	1.50	0.20	0.20	0.30	1.00	3.85	0.73	4	0.05	W 0.7
124	4	1.50	0.20	0.20	0.60	0.20	4.05	1.36	16	0.05	K 2.1
125	4	1.50	0.20	0.20	0.60	0.50	4.05	0.82	5	0.05	K 0.6
126	4	1.50	0.20	0.20	0.60	1.00	3.95	0.43	5	0.05	W 0.6
127	4	1.50	0.20	0.50	0.30	0.20	1.30	2.75	16	0.05	K 0.7
128	4	1.50	0.20	0.50	0.30	0.50	1.60	2.40	13	0.05	K 0.9
129	4	1.50	0.20	0.50	0.30	1.00	1.85	1.92	6	0.05	K 0.5
130	4	1.50	0.20	0.50	0.60	0.20	1.80	3.08	8	0.05	W 0.5
131	4	1.50	0.20	0.50	0.60	0.50	2.15	2.29	5	0.05	W 0.4
132	4	1.50	0.20	0.50	0.60	1.00	2.30	1.58	7	0.05	K 0.6

$F_R$  : Traglast der Wand  
 $\mu_L$  : Längsbewehrungsanteil  
 $\mu_Q/\mu_L$  : Verhältnis Quer-/Längsbewehrung  
 $w_{0,80}$  : maximale Durchbiegung bei 80 % der Traglast ( bei 3-seitig gelagerten Wänden in der Mitte des freien Randes, bei 4-seitig gelagerten Wänden in Wandmitte )  
ite : Anzahl der nötigen Iterationsschritte bei Traglast  
 $\delta F_R$  : Lastunterschied Traglast-Versagenslast  
 $\delta_{max}$  : ungenaueste Größe bei Traglast ( W=Weggröße, K=Kraftgröße )

Wandparameter und Rechenergebnisse 4-seitig gelagerter Wände

T A B E L L E C 3

Serienrechnungen W 97 - 132

Wand Nr.	Lager Breite [m]	Dicke [m]	e/d [-]	$\mu_L$ [%]	$\mu_Q/\mu_L$ [-]	$F_R$ [MN]	$w_{0,80}$ [mm]	lte	$\delta F_R$ [MN]	$\delta_{max}$ [%]	
133	4	2.00	0.15	0.10	0.30	0.20	4.20	0.54	7	0.05	W 1.3
134	4	2.00	0.15	0.10	0.30	0.50	4.35	0.55	7	0.05	W 1.7
135	4	2.00	0.15	0.10	0.30	1.00	4.75	0.61	3	0.05	W 2.7
136	4	2.00	0.15	0.10	0.60	0.20	4.45	0.57	4	0.05	W 2.0
137	4	2.00	0.15	0.10	0.60	0.50	4.70	0.59	3	0.05	W 1.7
138	4	2.00	0.15	0.10	0.60	1.00	5.30	0.66	5	0.05	W 3.3
139	4	2.00	0.15	0.20	0.30	0.20	3.45	4.63	5	0.05	W 0.6
140	4	2.00	0.15	0.20	0.30	0.50	3.80	3.78	16	0.05	W 2.1
141	4	2.00	0.15	0.20	0.30	1.00	3.95	3.02	6	0.05	W 1.2
142	4	2.00	0.15	0.20	0.60	0.20	4.05	4.65	4	0.05	W 0.8
143	4	2.00	0.15	0.20	0.60	0.50	4.05	3.05	4	0.05	W 1.4
144	4	2.00	0.15	0.20	0.60	1.00	4.10	2.16	5	0.05	K 0.6
145	4	2.00	0.15	0.50	0.30	0.20	1.05	4.39	9	0.05	K 2.1
146	4	2.00	0.15	0.50	0.30	0.50	1.25	4.71	6	0.05	K 0.8
147	4	2.00	0.15	0.50	0.30	1.00	1.45	4.30	6	0.05	K 1.0
148	4	2.00	0.15	0.50	0.60	0.20	1.50	6.28	7	0.05	K 0.9
149	4	2.00	0.15	0.50	0.60	0.50	1.75	5.28	16	0.05	W 2.7
150	4	2.00	0.15	0.50	0.60	1.00	1.95	4.32	5	0.05	K 1.5
151	4	2.00	0.20	0.10	0.30	0.20	5.70	0.40	3	0.05	W 1.9
152	4	2.00	0.20	0.10	0.30	0.50	5.90	0.42	6	0.05	W 1.6
153	4	2.00	0.20	0.10	0.30	1.00	6.20	0.43	16	0.05	W 1.4
154	4	2.00	0.20	0.10	0.60	0.20	6.00	0.42	5	0.05	W 1.3
155	4	2.00	0.20	0.10	0.60	0.50	6.40	0.45	2	0.05	W 0.9
156	4	2.00	0.20	0.10	0.60	1.00	7.05	0.48	4	0.05	W 1.9
157	4	2.00	0.20	0.20	0.30	0.20	4.80	3.54	4	0.05	W 0.5
158	4	2.00	0.20	0.20	0.30	0.50	5.20	2.79	4	0.05	W 1.1
159	4	2.00	0.20	0.20	0.30	1.00	5.10	1.95	16	0.05	K 1.9
160	4	2.00	0.20	0.20	0.60	0.20	5.40	3.13	3	0.05	W 1.1
161	4	2.00	0.20	0.20	0.60	0.50	5.35	2.02	16	0.05	K 1.9
162	4	2.00	0.20	0.20	0.60	1.00	5.55	1.55	3	0.05	K 0.8
163	4	2.00	0.20	0.50	0.30	0.20	1.50	3.93	8	0.05	K 1.3
164	4	2.00	0.20	0.50	0.30	0.50	1.80	3.78	9	0.05	K 0.8
165	4	2.00	0.20	0.50	0.30	1.00	2.10	3.49	11	0.05	K 0.6
166	4	2.00	0.20	0.50	0.60	0.20	2.20	5.16	13	0.05	W 1.5
167	4	2.00	0.20	0.50	0.60	0.50	2.50	4.07	16	0.05	K 0.9
168	4	2.00	0.20	0.50	0.60	1.00	2.75	3.23	4	0.05	K 0.6

$F_R$  : Traglast der Wand  
 $\mu_L$  : Längsbewehrungsanteil  
 $\mu_Q/\mu_L$  : Verhältnis Quer-/Längsbewehrung  
 $w_{0,80}$  : maximale Durchbiegung bei 80 % der Traglast ( bei 3-seitig gelagerten Wänden in der Mitte des freien Randes, bei 4-seitig gelagerten Wänden in Wandmitte )  
lte : Anzahl der nötigen Iterationsschritte bei Traglast  
 $\delta F_R$  : Lastunterschied Traglast-Versagenslast  
 $\delta_{max}$  : ungenaueste Größe bei Traglast ( W=Weggröße, K=Kraftgröße )

Wandparameter und Rechenergebnisse 4-seitig gelagerter Wände

T A B E L L E C 4

Serienrechnungen W 133 - 168

Wand Nr.	Lager	Breite [m]	Dicke [m]	e/d [-]	$\mu_L$ [%]	$\mu_Q/\mu_L$ [-]	$F_R$ [MN]	$w_{0,80}$ [mm]	Ite	$\delta F_R$ [MN]	$\delta_{max}$ [%]
169	4	3.00	0.15	0.10	0.30	0.20	7.20	3.22	8	0.05	K 1.0
170	4	3.00	0.15	0.10	0.30	0.50	5.75	1.31	2	0.05	W 1.4
171	4	3.00	0.15	0.10	0.30	1.00	6.00	1.36	6	0.05	W 0.6
172	4	3.00	0.15	0.10	0.60	0.20	5.80	1.31	7	0.05	W 1.3
173	4	3.00	0.15	0.10	0.60	0.50	6.20	1.40	13	0.05	W 1.1
174	4	3.00	0.15	0.10	0.60	1.00	6.70	1.54	2	0.05	K 0.9
175	4	3.00	0.15	0.20	0.30	0.20	4.65	7.17	4	0.05	K 0.4
176	4	3.00	0.15	0.20	0.30	0.50	5.10	6.94	4	0.05	W 0.4
177	4	3.00	0.15	0.20	0.30	1.00	5.35	6.29	6	0.05	W 0.5
178	4	3.00	0.15	0.20	0.60	0.20	5.30	7.37	3	0.05	W 0.7
179	4	3.00	0.15	0.20	0.60	0.50	5.80	6.97	4	0.05	W 1.0
180	4	3.00	0.15	0.20	0.60	1.00	5.20	4.55	5	0.05	K 0.9
181	4	3.00	0.15	0.50	0.30	0.20	1.30	6.76	13	0.05	K 1.3
182	4	3.00	0.15	0.50	0.30	0.50	1.55	8.06	8	0.05	K 1.2
183	4	3.00	0.15	0.50	0.30	1.00	1.70	7.30	8	0.05	K 1.6
184	4	3.00	0.15	0.50	0.60	0.20	1.90	10.44	6	0.05	K 1.1
185	4	3.00	0.15	0.50	0.60	0.50	2.20	9.81	16	0.05	W 0.5
186	4	3.00	0.15	0.50	0.60	1.00	2.40	8.48	10	0.05	K 0.5
187	4	3.00	0.20	0.10	0.30	0.20	9.35	1.62	2	0.05	K 1.3
188	4	3.00	0.20	0.10	0.30	0.50	7.90	0.99	4	0.05	W 1.1
189	4	3.00	0.20	0.10	0.30	1.00	8.30	1.04	2	0.05	W 1.0
190	4	3.00	0.20	0.10	0.60	0.20	8.00	0.99	2	0.05	W 2.3
191	4	3.00	0.20	0.10	0.60	0.50	8.50	1.06	3	0.05	W 1.6
192	4	3.00	0.20	0.10	0.60	1.00	9.35	1.16	6	0.05	W 2.0
193	4	3.00	0.20	0.20	0.30	0.20	6.65	5.45	2	0.05	W 0.6
194	4	3.00	0.20	0.20	0.30	0.50	7.05	4.96	4	0.05	K 0.5
195	4	3.00	0.20	0.20	0.30	1.00	7.50	4.58	4	0.05	W 1.0
196	4	3.00	0.20	0.20	0.60	0.20	7.50	5.41	2	0.05	W 0.5
197	4	3.00	0.20	0.20	0.60	0.50	8.00	4.89	2	0.05	W 0.7
198	4	3.00	0.20	0.20	0.60	1.00	7.60	3.67	2	0.05	K 1.1
199	4	3.00	0.20	0.50	0.30	0.20	1.95	6.30	13	0.05	K 1.3
200	4	3.00	0.20	0.50	0.30	0.50	2.25	6.40	7	0.05	K 1.3
201	4	3.00	0.20	0.50	0.30	1.00	2.50	5.97	8	0.05	K 1.3
202	4	3.00	0.20	0.50	0.60	0.20	2.85	8.47	7	0.05	K 0.8
203	4	3.00	0.20	0.50	0.60	0.50	3.20	7.54	8	0.05	K 0.6
204	4	3.00	0.20	0.50	0.60	1.00	3.45	6.44	6	0.05	K 0.4

$F_R$  : Traglast der Wand  
 $\mu_L$  : Längsbewehrungsanteil  
 $\mu_Q/\mu_L$  : Verhältnis Quer-/Längsbewehrung  
 $w_{0,80}$  : maximale Durchbiegung bei 80 % der Traglast ( bei 3-seitig gelagerten Wänden in der Mitte des freien Randes, bei 4-seitig gelagerten Wänden in Wandmitte )  
Ite : Anzahl der nötigen Iterationsschritte bei Traglast  
 $\delta F_R$  : Lastunterschied Traglast-Versagenslast  
 $\delta_{max}$  : ungenaueste Größe bei Traglast ( W=Weggröße, K=Kraftgröße )

Wandparameter und Rechenergebnisse 4-seitig gelagerter Wände

T A B E L L E C 5

Serienrechnungen W 169 - 204

Wand Nr.	Lager	Breite [m]	Dicke [m]	e/d [-]	$\mu_L$ [%]	$\mu_Q/\mu_L$ [-]	$F_R$ [MN]	$w_{0,80}$ [mm]	Ite	$\delta F_R$ [MN]	$\delta_{max}$ [%]
205	4	6.00	0.15	0.10	0.30	0.20	12.95	7.20	1	0.05	W 4.5
206	4	6.00	0.15	0.10	0.30	0.50	13.05	7.12	2	0.05	W 0.6
207	4	6.00	0.15	0.10	0.30	1.00	10.65	3.93	6	0.05	W 0.9
208	4	6.00	0.15	0.10	0.60	0.20	13.75	7.68	3	0.05	W 0.5
209	4	6.00	0.15	0.10	0.60	0.50	11.00	3.86	3	0.05	K 1.0
210	4	6.00	0.15	0.10	0.60	1.00	11.55	4.15	11	0.05	K 0.5
211	4	6.00	0.15	0.20	0.30	0.20	7.45	7.56	1	0.05	W 5.2
212	4	6.00	0.15	0.20	0.30	0.50	8.00	9.79	13	0.05	K 0.8
213	4	6.00	0.15	0.20	0.30	1.00	8.50	9.83	5	0.05	W 1.4
214	4	6.00	0.15	0.20	0.60	0.20	8.60	9.67	6	0.05	K 0.9
215	4	6.00	0.15	0.20	0.60	0.50	9.15	11.01	4	0.05	K 1.1
216	4	6.00	0.15	0.20	0.60	1.00	9.80	11.22	7	0.05	K 1.0
217	4	6.00	0.15	0.50	0.30	0.20	2.00	6.42	6	0.05	K 1.3
218	4	6.00	0.15	0.50	0.30	0.50	2.15	10.40	11	0.05	K 2.0
219	4	6.00	0.15	0.50	0.30	1.00	2.30	11.03	16	0.05	K 3.9
220	4	6.00	0.15	0.50	0.60	0.20	3.10	19.40	4	0.05	K 1.2
221	4	6.00	0.15	0.50	0.60	0.50	3.35	19.15	6	0.05	K 1.4
222	4	6.00	0.15	0.50	0.60	1.00	3.55	18.16	9	0.05	K 1.9
223	4	6.00	0.20	0.10	0.30	0.20	14.15	2.65	2	0.05	W 0.6
224	4	6.00	0.20	0.10	0.30	0.50	14.60	2.78	1	0.05	W 1.0
225	4	6.00	0.20	0.10	0.30	1.00	15.30	3.01	3	0.05	W 0.4
226	4	6.00	0.20	0.10	0.60	0.20	15.00	2.71	5	0.10	K 0.4
227	4	6.00	0.20	0.10	0.60	0.50	15.85	2.97	6	0.05	K 0.7
228	4	6.00	0.20	0.10	0.60	1.00	16.90	3.30	9	0.05	K 0.5
229	4	6.00	0.20	0.20	0.30	0.20	11.65	9.06	7	0.05	K 0.9
230	4	6.00	0.20	0.20	0.30	0.50	12.25	7.70	3	0.05	K 0.5
231	4	6.00	0.20	0.20	0.30	1.00	12.55	7.50	4	0.05	K 0.5
232	4	6.00	0.20	0.20	0.60	0.20	12.90	7.87	16	0.10	K 1.4
233	4	6.00	0.20	0.20	0.60	0.50	13.60	7.88	5	0.05	K 0.9
234	4	6.00	0.20	0.20	0.60	1.00	14.25	8.14	3	0.05	W 2.1
235	4	6.00	0.20	0.50	0.30	0.20	3.05	8.17	6	0.05	K 1.5
236	4	6.00	0.20	0.50	0.30	0.50	3.30	9.62	11	0.05	K 2.3
237	4	6.00	0.20	0.50	0.30	1.00	3.55	10.28	16	0.05	K 3.1
238	4	6.00	0.20	0.50	0.60	0.20	4.75	14.78	4	0.05	K 1.3
239	4	6.00	0.20	0.50	0.60	0.50	5.20	14.97	5	0.05	K 0.9
240	4	6.00	0.20	0.50	0.60	1.00	5.40	13.87	5	0.05	K 0.9

$F_R$  : Traglast der Wand  
 $\mu_L$  : Längsbewehrungsanteil  
 $\mu_Q/\mu_L$  : Verhältnis Quer-/Längsbewehrung  
 $w_{0,80}$  : maximale Durchbiegung bei 80 % der Traglast ( bei 3-seitig gelagerten Wänden  
in der Mitte des freien Randes, bei 4-seitig gelagerten Wänden in Wandmitte )  
Ite : Anzahl der nötigen Iterationsschritte bei Traglast  
 $\delta F_R$  : Lastunterschied Traglast-Versagenslast  
 $\delta_{max}$  : ungenaueste Größe bei Traglast ( W=Weggröße, K=Kraftgröße )

Wandparameter und Rechenergebnisse 4-seitig gelagerter Wände

T A B E L L E C 6

Serienrechnungen W 205 - 240

Wand Nr.	Lager	Breite [m]	Dicke [m]	e/d [-]	$\mu_L$ [%]	$\mu_Q/\mu_L$ [-]	$F_R$ [MN]	$w_{0,80}$ [mm]	Ite	$\delta F_R$ [MN]	$\delta_{max}$ [%]
241	3	1.50	0.15	0.10	0.30	0.50	3.15	2.23	4	0.05	w 0.6
242	3	1.50	0.15	0.10	0.60	0.50	3.30	2.37	4	0.05	w 1.2
243	3	3.00	0.15	0.10	0.30	0.50	4.95	4.38	16	0.05	w 4.3
244	3	3.00	0.15	0.10	0.60	0.50	5.15	4.63	4	0.05	w 0.8
245	3	6.00	0.15	0.10	0.30	0.50	6.75	4.48	4	0.05	w 0.7
246	3	6.00	0.15	0.10	0.60	0.50	6.80	4.52	4	0.05	w 4.1
247	4	1.50	0.15	0.10	0.30	0.20	3.40	0.24	7	0.05	w 1.3
248	4	1.50	0.15	0.10	0.60	0.20	3.55	0.25	9	0.05	w 1.8
249	4	3.00	0.15	0.10	0.30	0.20	7.00	3.04	5	0.05	w 0.6
250	4	3.00	0.15	0.10	0.60	0.20	5.55	1.27	6	0.05	w 2.0
251	4	6.00	0.15	0.10	0.30	0.20	12.30	7.28	1	0.05	w 3.4
252	4	6.00	0.15	0.10	0.60	0.20	12.70	7.47	5	0.05	w 1.1
253	4	1.50	0.15	0.10	0.30	0.50	3.40	0.23	3	0.05	w 1.6
254	4	3.00	0.15	0.10	0.30	0.50	5.60	1.29	7	0.05	w 1.8
255	4	6.00	0.15	0.10	0.30	0.50	12.35	6.71	4	0.05	w 1.2

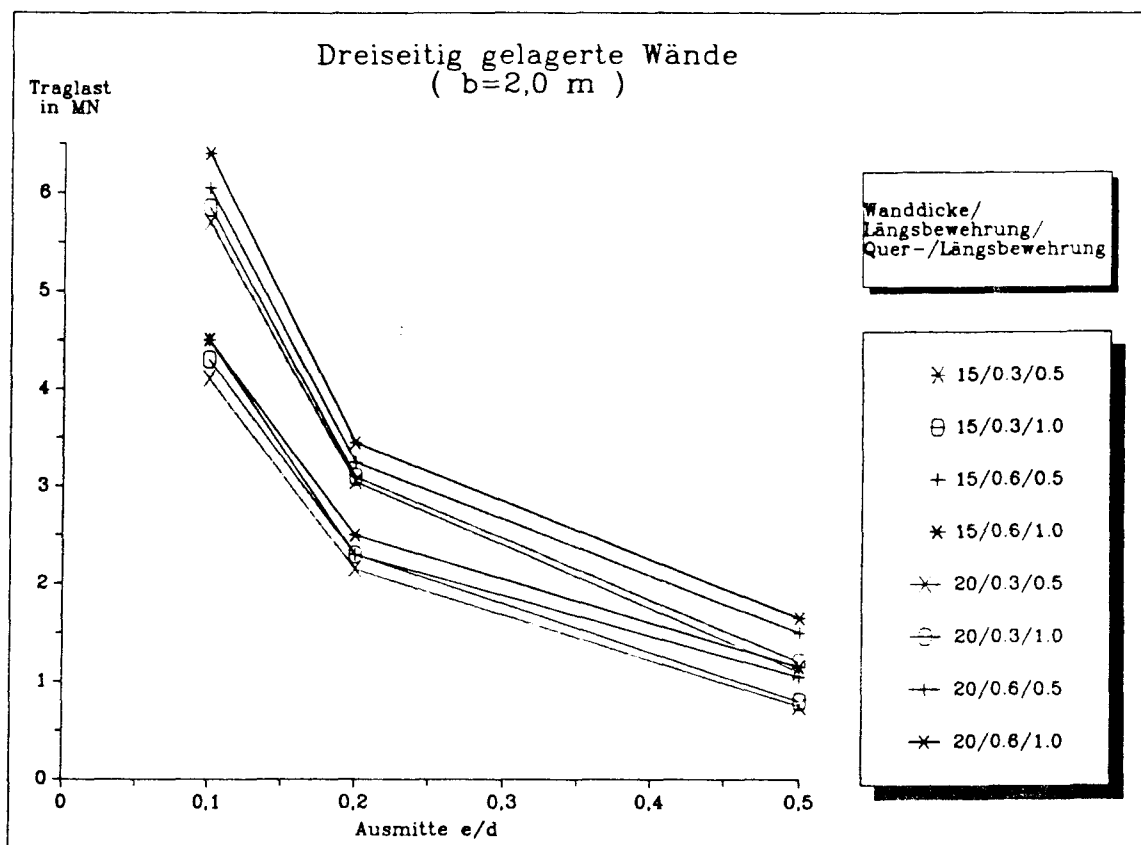
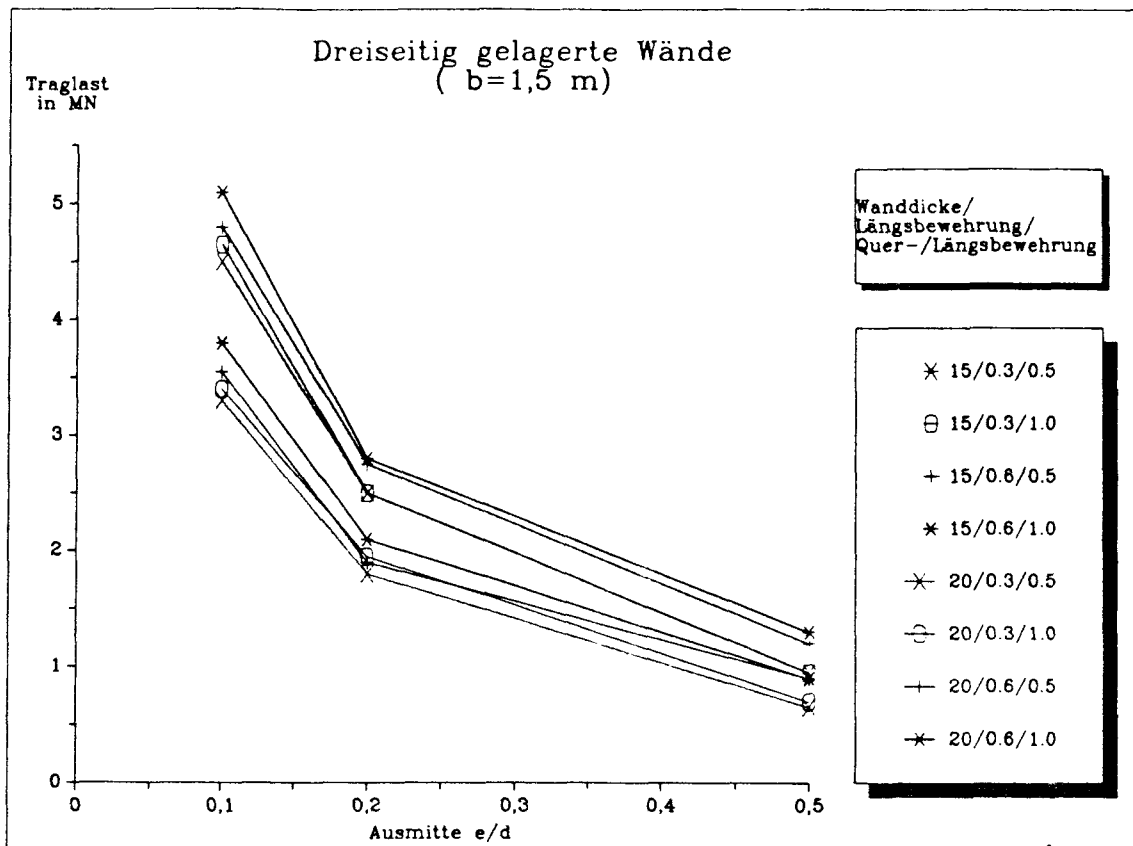
$F_R$  : Traglast der Wand  
 $\mu_L$  : Längsbewehrungsanteil  
 $\mu_Q/\mu_L$  : Verhältnis Quer-/Längsbewehrung  
 $w_{0,80}$  : maximale Durchbiegung bei 80 % der Traglast ( bei 3-seitig gelagerten Wänden in der Mitte des freien Randes, bei 4-seitig gelagerten Wänden in Wandmitte )  
Ite : Anzahl der nötigen Iterationsschritte bei Traglast  
 $\delta F_R$  : Lastunterschied Traglast-Versagenslast  
 $\delta_{max}$  : ungenaueste Größe bei Traglast ( W=Weggröße, K=Kraftgröße )

Wandparameter und Rechenergebnisse 3-seitig und 4-seitig  
gelagerter Wände mit mittiger Bewehrung

T A B E L L E C 7

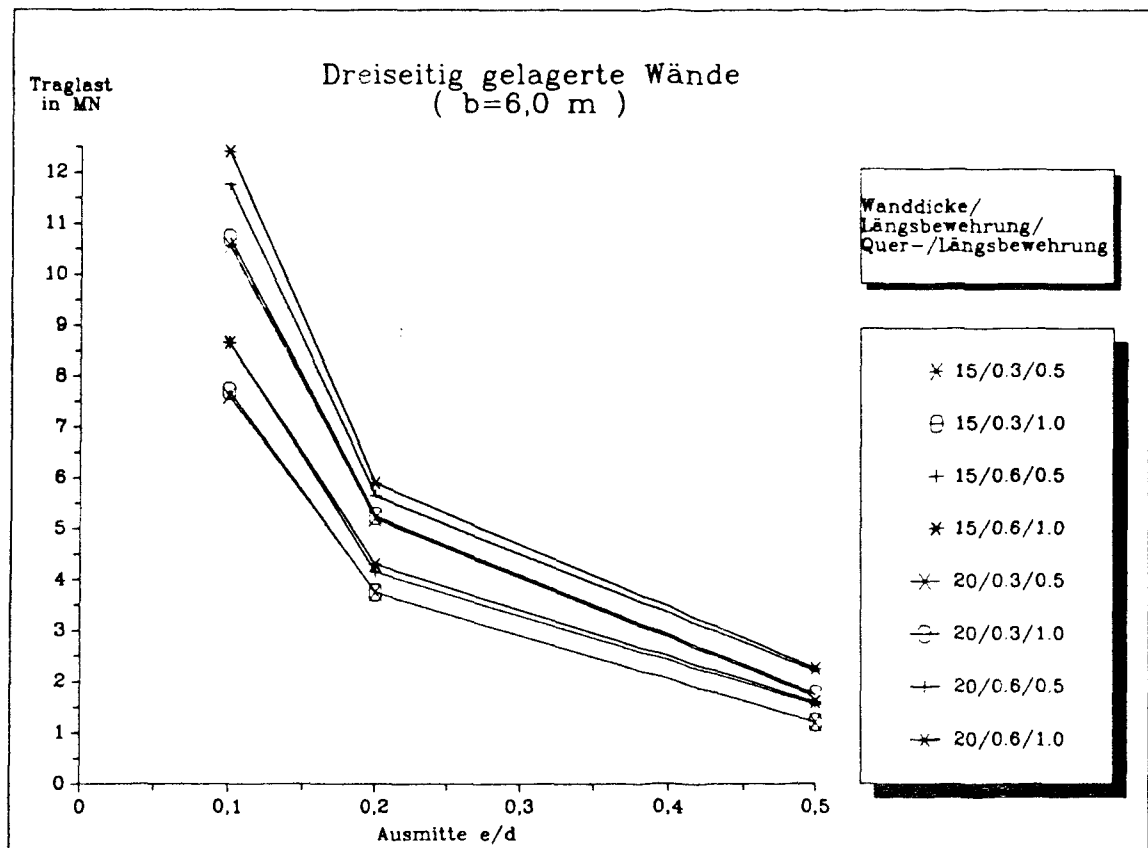
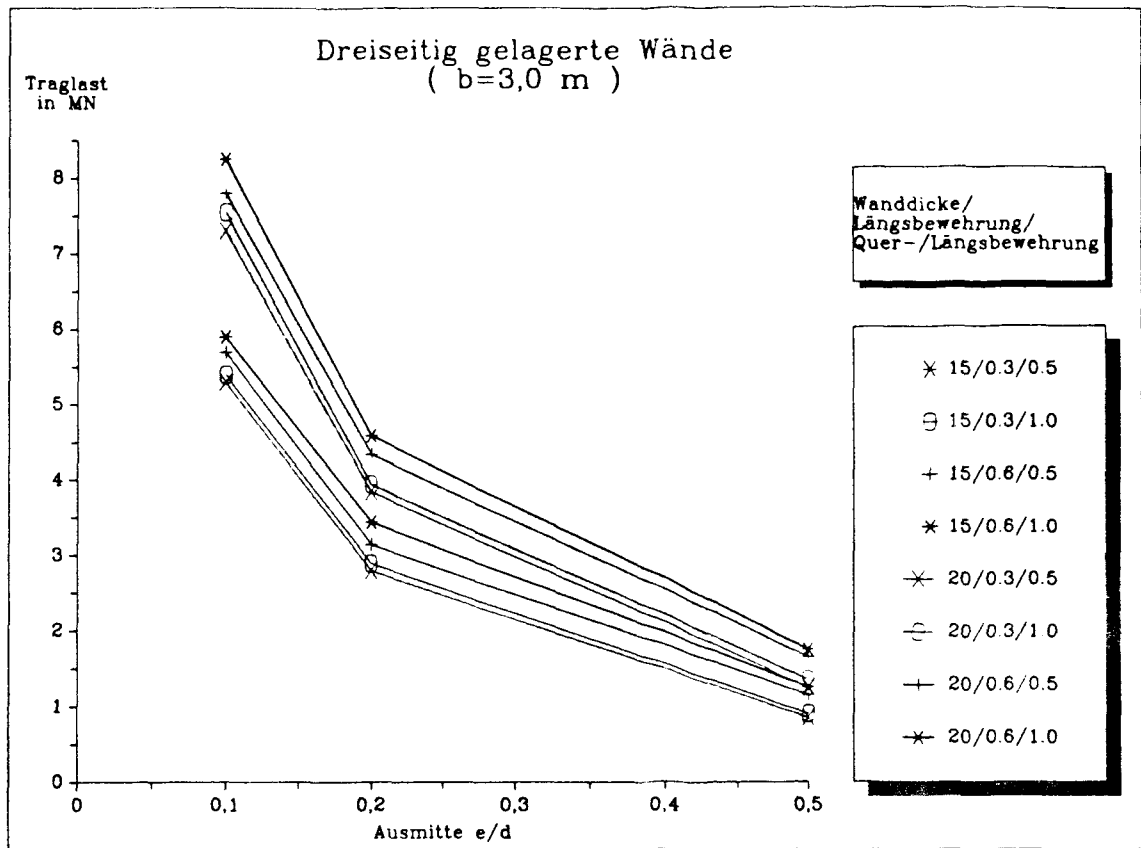
Serienrechnungen W 241 - 255

G r a f i s c h e   D a r s t e l l u n g e n  
z u   d e n   R e c h e n e r g e b n i s s e n  
3 - s e i t i g   g e l a g e r t e r   W ä n d e



Traglast von 3-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit  
von dem Ausmittenverhältnis  $e/d$





Traglast von 3-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit  
von dem Ausmittenverhältnis  $e/d$

Traglast in [MN]

e/d Längsbew. Q/L	b=1,50 m	b=2,00 m	b=3,00 m	b=6,00 m
0,1 0,3 0,5	3,30	4,10	5,30	7,60
0,1 0,3 1,0	3,40	4,30	5,40	7,70
0,1 0,6 0,5	3,55	4,50	5,70	8,65
0,1 0,6 1,0	3,80	4,50	5,90	8,65
0,2 0,3 0,5	1,80	2,15	2,80	3,75
0,2 0,3 1,0	1,95	2,30	2,90	3,75
0,2 0,6 0,5	1,90	2,30	3,15	4,15
0,2 0,6 1,0	2,10	2,50	3,45	4,30
0,5 0,3 0,5	0,65	0,75	0,85	1,20
0,5 0,3 1,0	0,70	0,80	0,90	1,20
0,5 0,6 0,5	0,90	1,05	1,15	1,55
0,5 0,6 1,0	0,90	1,15	1,25	1,60

Wanddicke d = 0,15 m

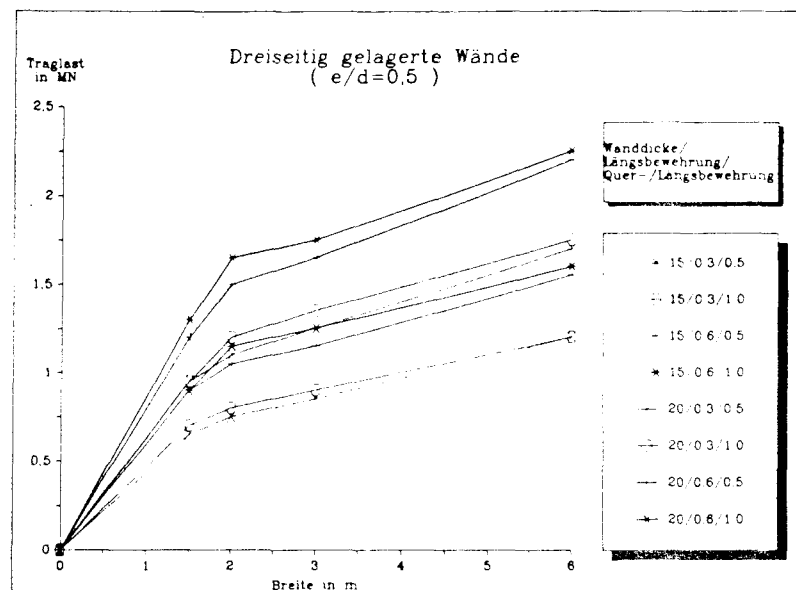
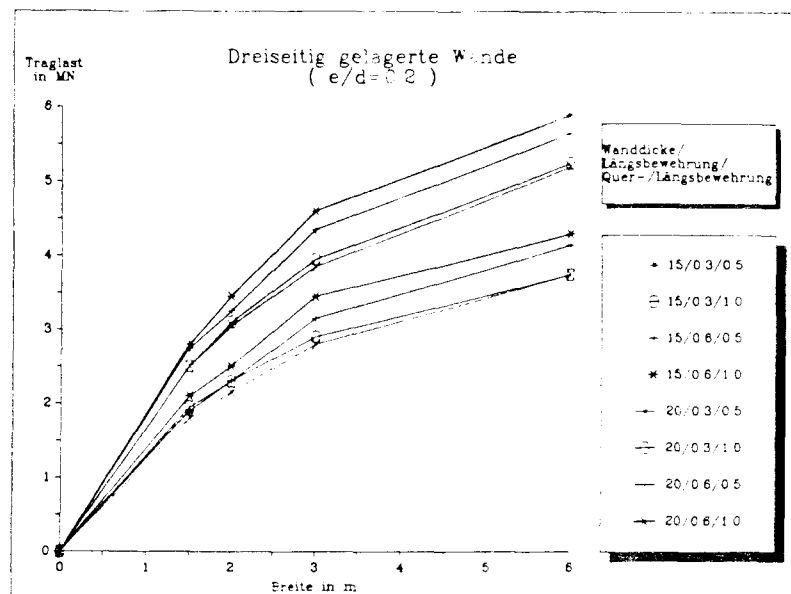
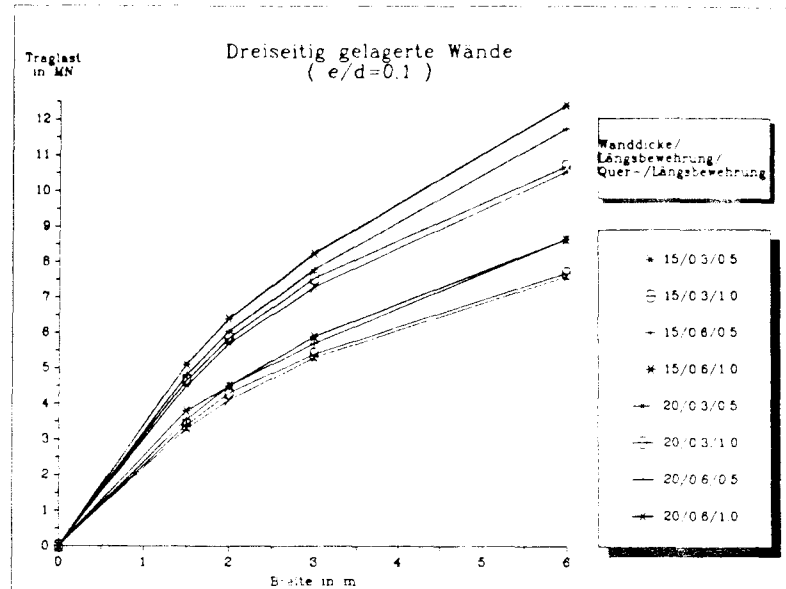
e/d Längsbew. Q/L	b=1,50 m	b=2,00 m	b=3,00 m	b=6,00 m
0,1 0,3 0,5	4,50	5,70	7,30	10,55
0,1 0,3 1,0	4,65	5,85	7,55	10,70
0,1 0,6 0,5	4,80	6,05	7,80	11,75
0,1 0,6 1,0	5,10	6,40	8,25	12,40
0,2 0,3 0,5	2,50	3,05	3,85	5,20
0,2 0,3 1,0	2,50	3,10	3,95	5,25
0,2 0,6 0,5	2,75	3,25	4,35	5,65
0,2 0,6 1,0	2,80	3,45	4,60	5,90
0,5 0,3 0,5	0,95	1,10	1,25	1,70
0,5 0,3 1,0	0,95	1,20	1,35	1,75
0,5 0,6 0,5	1,20	1,50	1,65	2,20
0,5 0,6 1,0	1,30	1,65	1,75	2,25

Wanddicke d = 0,20 m

Traglast von 3-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Wanddicke d

T A B E L L E C 8

Serienrechnungen W 1 - 96



Traglast von 3-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$

Traglast in  $[\text{MN}/\text{m}^2]$

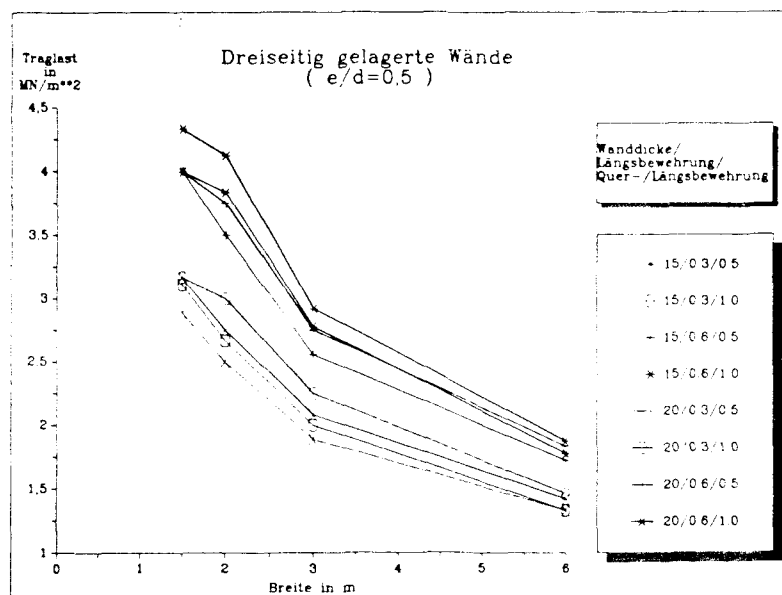
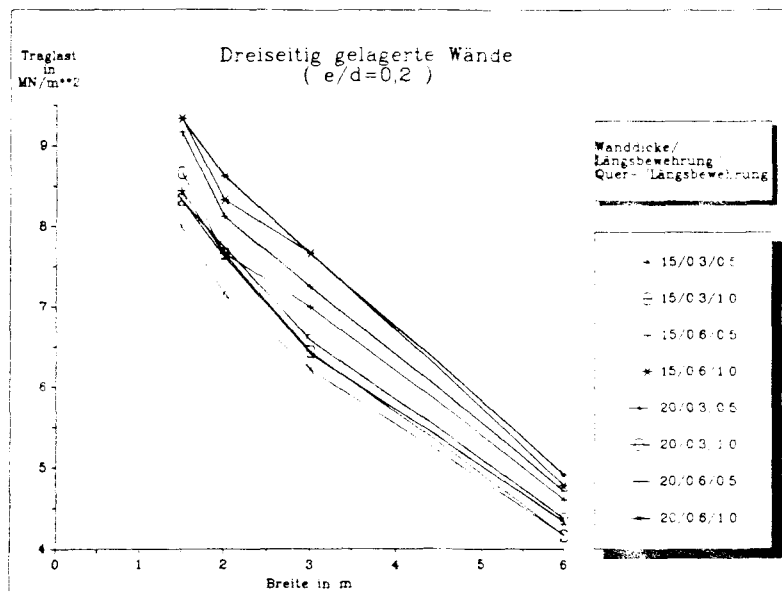
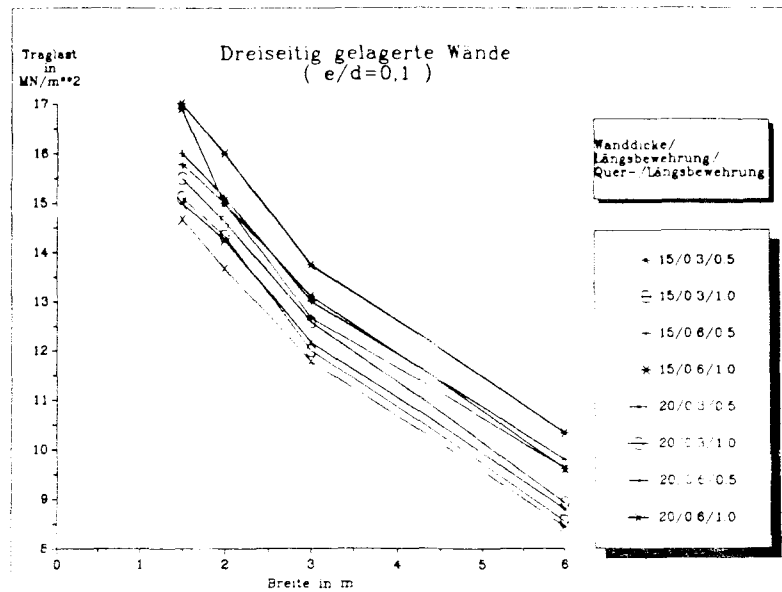
e/d Längsbew. Q/L	b=1,50 m	b=2,00 m	b=3,00 m	b=6,00 m
0,1 0,3 0,5	14,667	13,667	11,778	8,444
0,1 0,3 1,0	15,111	14,333	12,0	8,556
0,1 0,6 0,5	15,778	15,0	12,667	9,611
0,1 0,6 1,0	16,889	15,0	13,111	9,611
0,2 0,3 0,5	8,0	7,167	6,222	4,167
0,2 0,3 1,0	8,667	7,667	6,444	4,167
0,2 0,6 0,5	8,444	7,667	7,0	4,611
0,2 0,6 1,0	9,333	8,333	7,667	4,778
0,5 0,3 0,5	2,889	2,5	1,889	1,333
0,5 0,3 1,0	3,111	2,667	2,0	1,333
0,5 0,6 0,5	4,0	3,5	2,556	1,722
0,5 0,6 1,0	4,0	3,833	2,778	1,778

Wanddicke  $d = 0,15 \text{ m}$

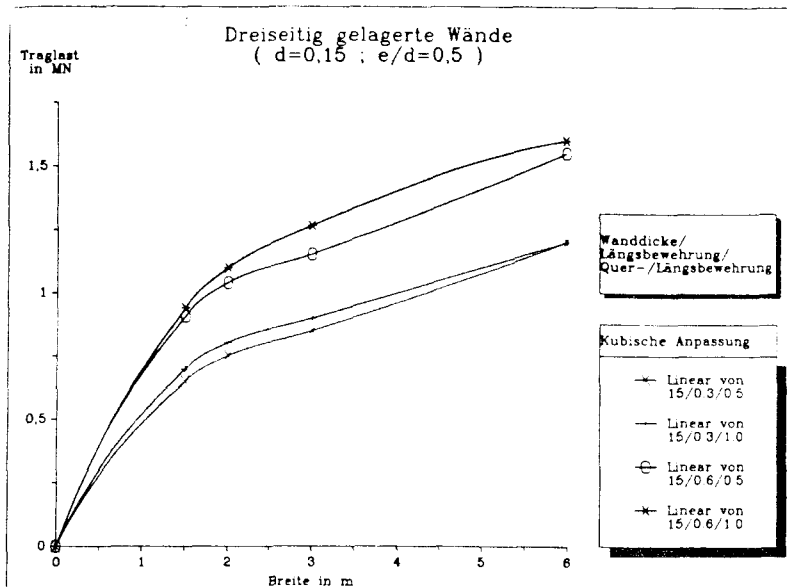
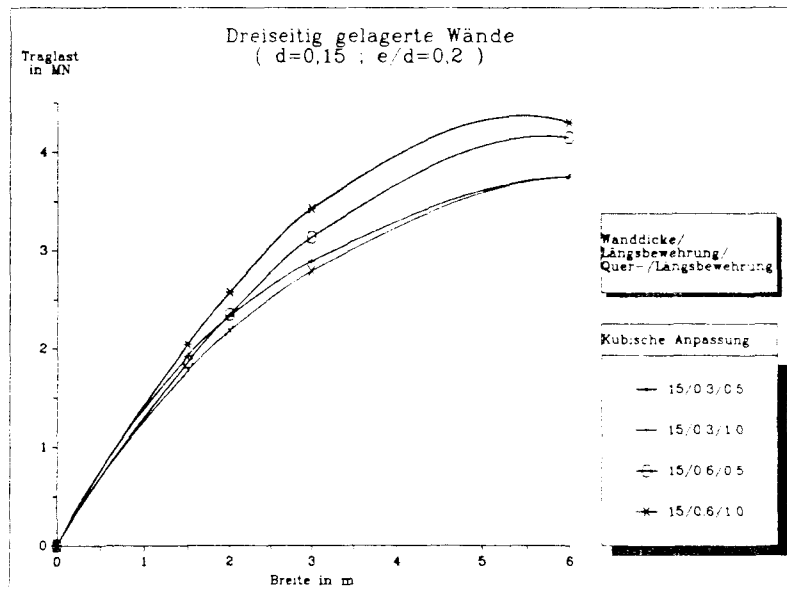
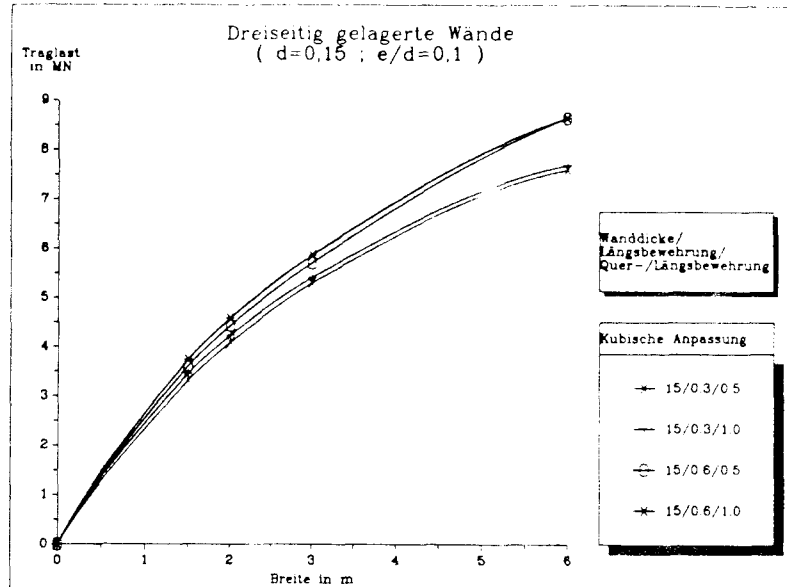
e/d Längsbew. Q/L	b=1,50 m	b=2,00 m	b=3,00 m	b=6,00 m
0,1 0,3 0,5	15,0	14,25	12,167	8,792
0,1 0,3 1,0	15,5	14,625	12,583	8,917
0,1 0,6 0,5	16,0	15,125	13,0	9,792
0,1 0,6 1,0	17,0	16,0	13,75	10,333
0,2 0,3 0,5	8,333	7,625	6,417	4,333
0,2 0,3 1,0	8,333	7,75	6,583	4,735
0,2 0,6 0,5	9,167	8,125	7,25	4,708
0,2 0,6 1,0	9,333	8,625	7,667	4,917
0,5 0,3 0,5	3,167	2,75	2,083	1,417
0,5 0,3 1,0	3,167	3,0	2,25	1,458
0,5 0,6 0,5	4,0	3,75	2,75	1,833
0,5 0,6 1,0	4,333	4,125	2,917	1,875

Wanddicke  $d = 0,20 \text{ m}$

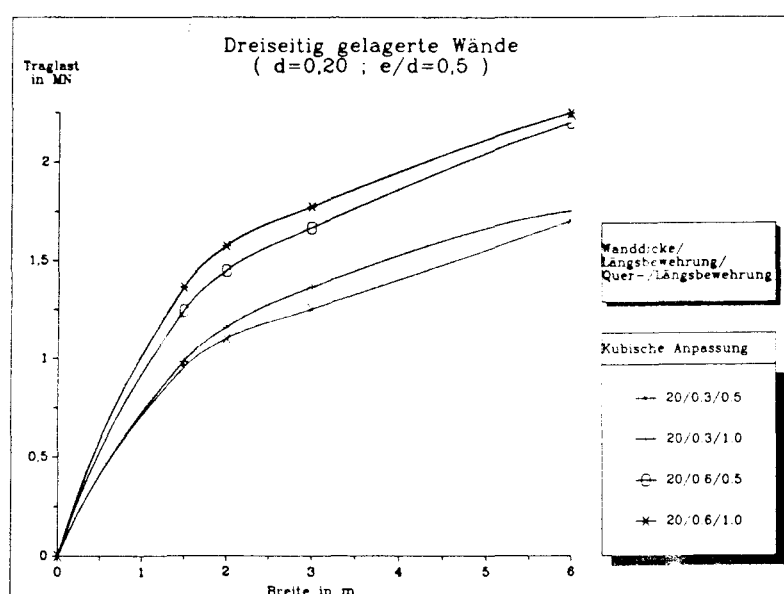
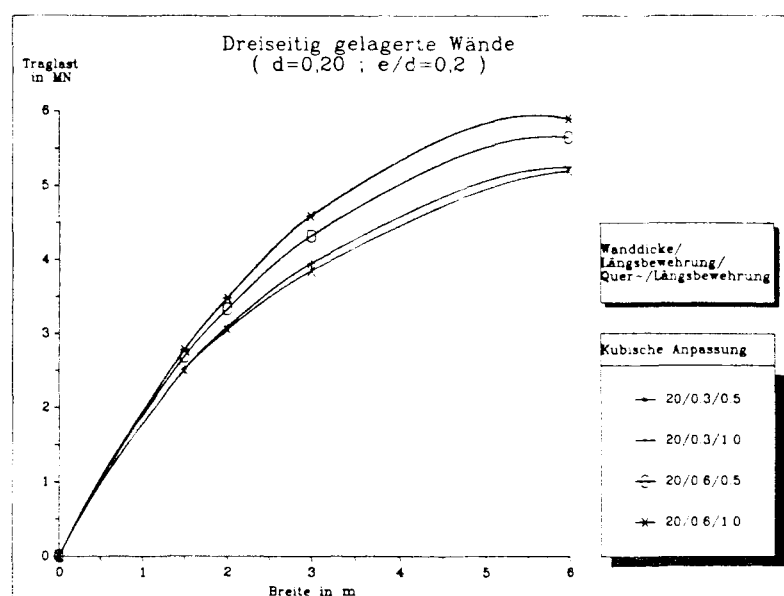
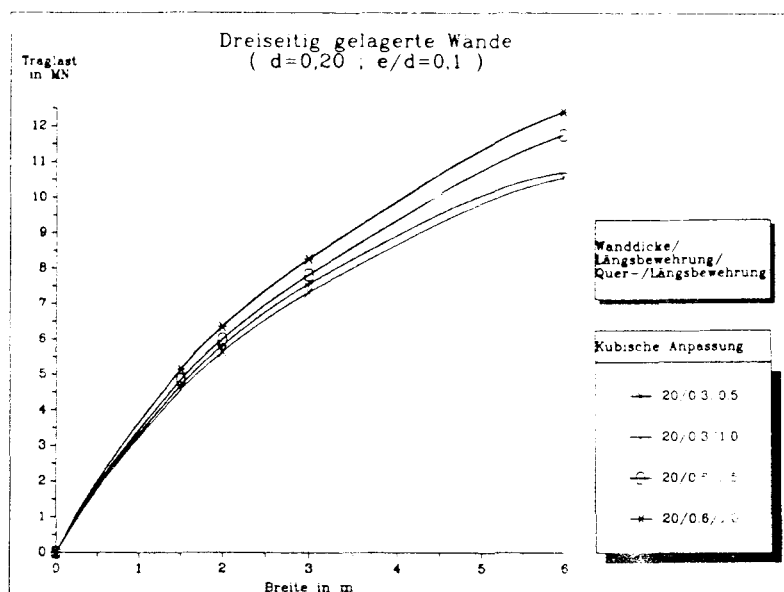
Bezogene Traglast von 3-seitig gelagerten Wänden  
in Abhängigkeit von der Wanddicke  $d$



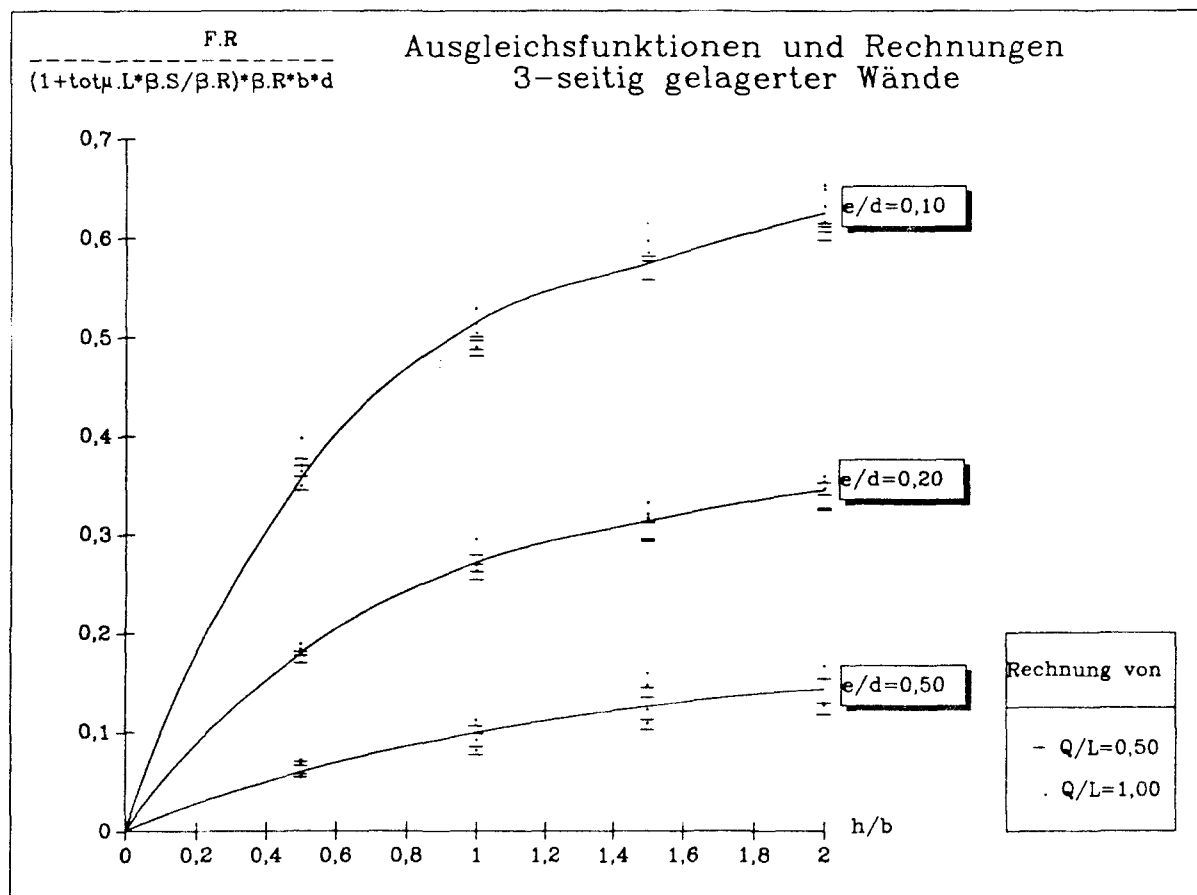
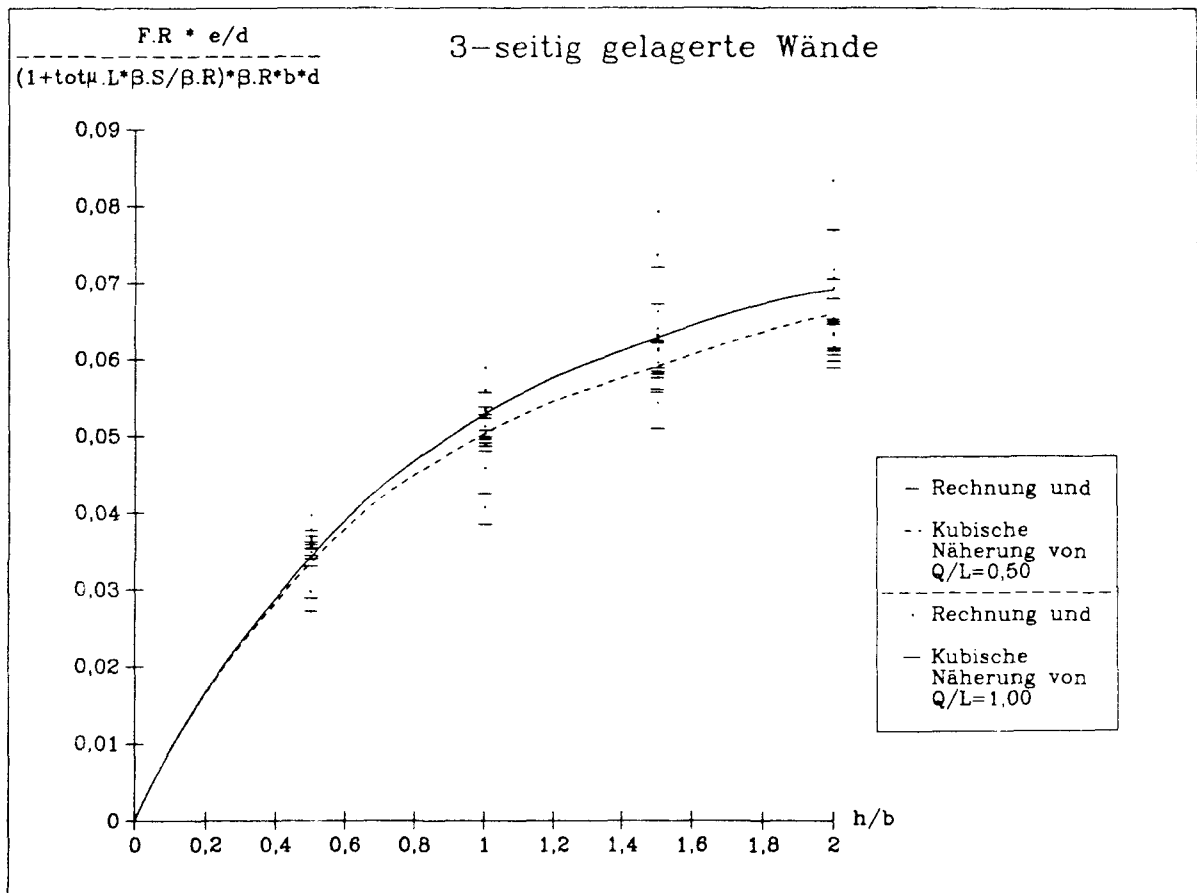
Bezugene Traglast von 3-seitig gelagerten Wänden  
in Abhängigkeit von der Wandbreite b



Kubische Anpassungen der Traglasten 3-seitig gelagerter Wände  
in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$

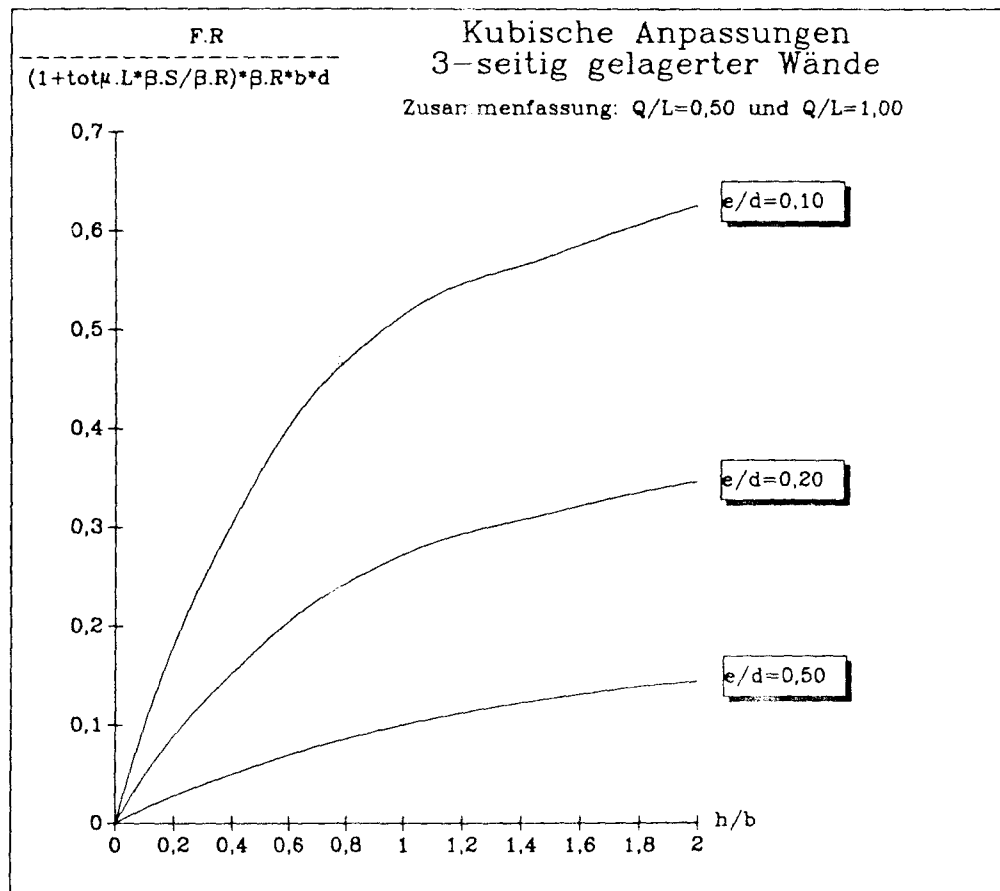
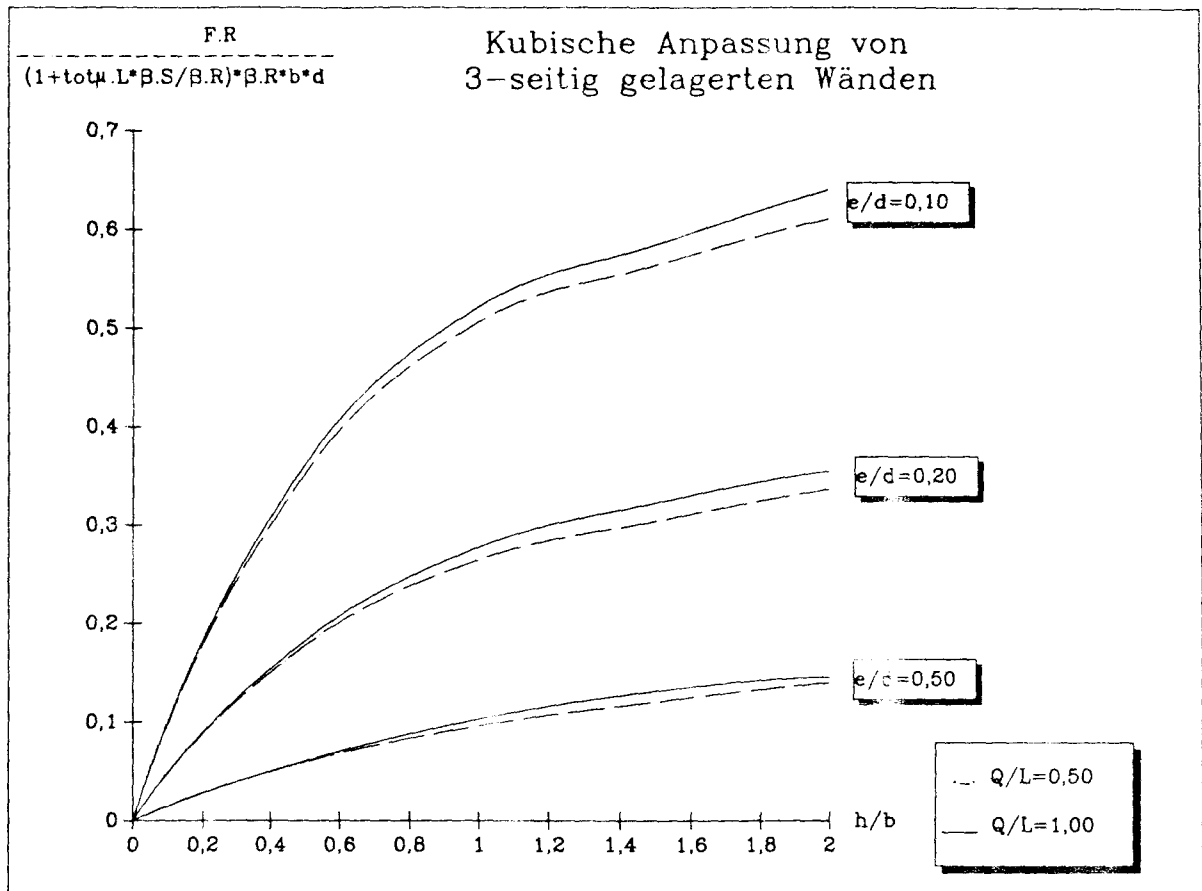


Kubische Anpassungen der Traglasten 3-seitig gelagerter Wände  
in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$

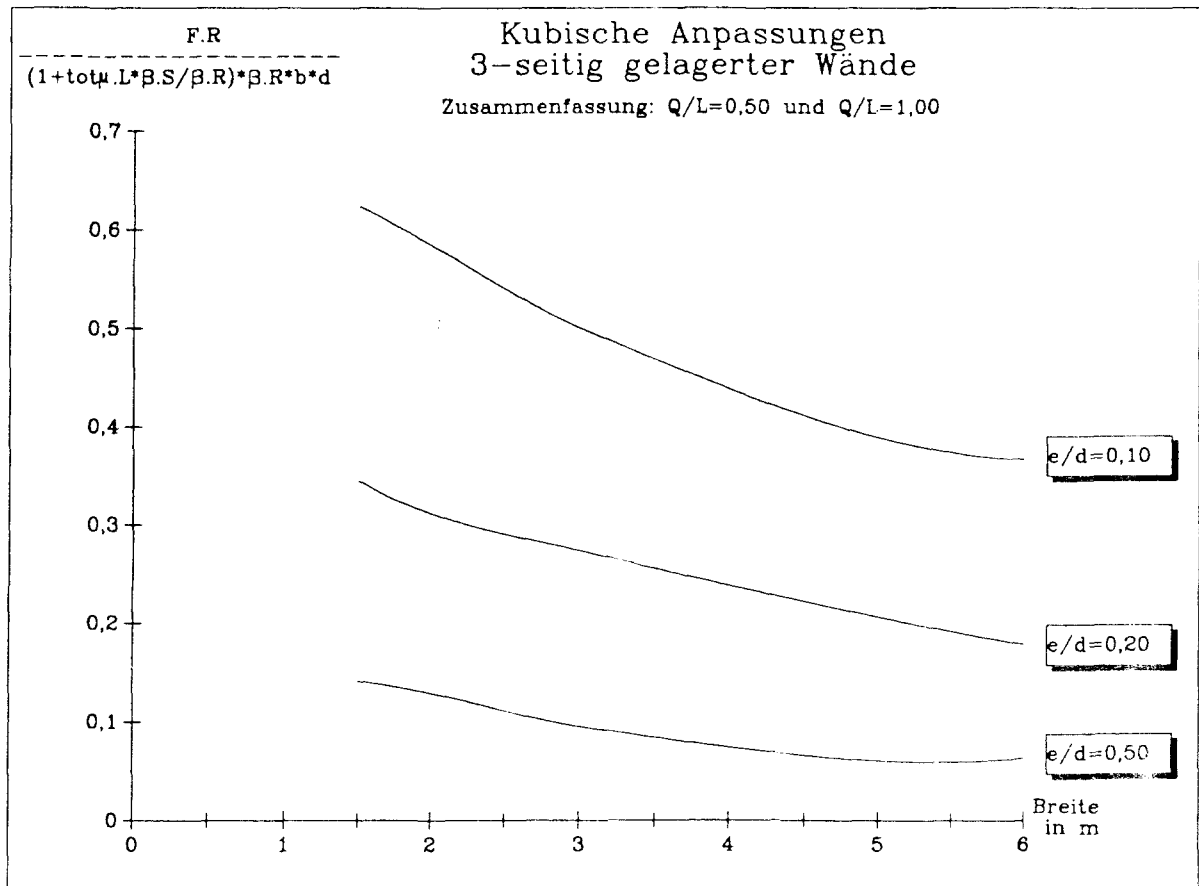
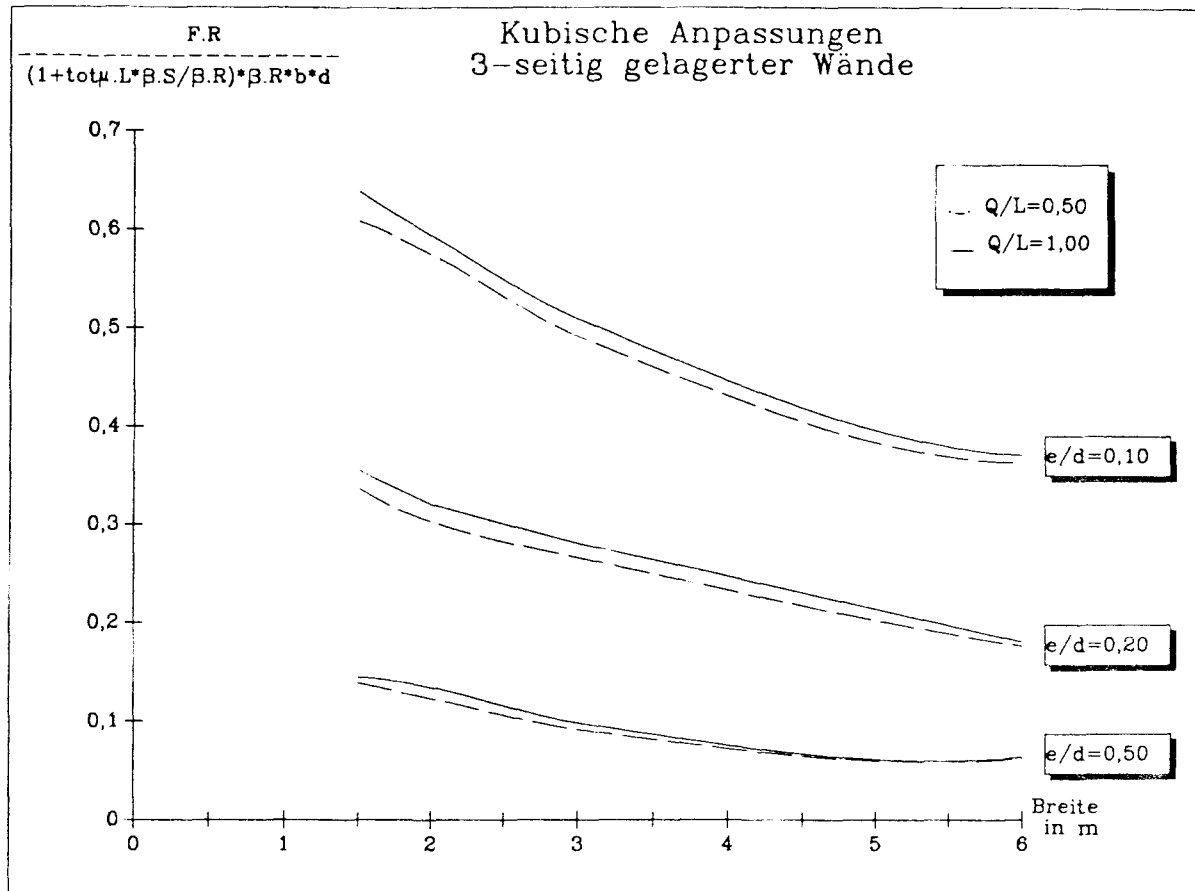


Rechnungen und kubische Anpassungen der bezogenen Traglasten  
 von 3-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit  
 vom Höhen/Breiten-Verhältnis  $h/b$



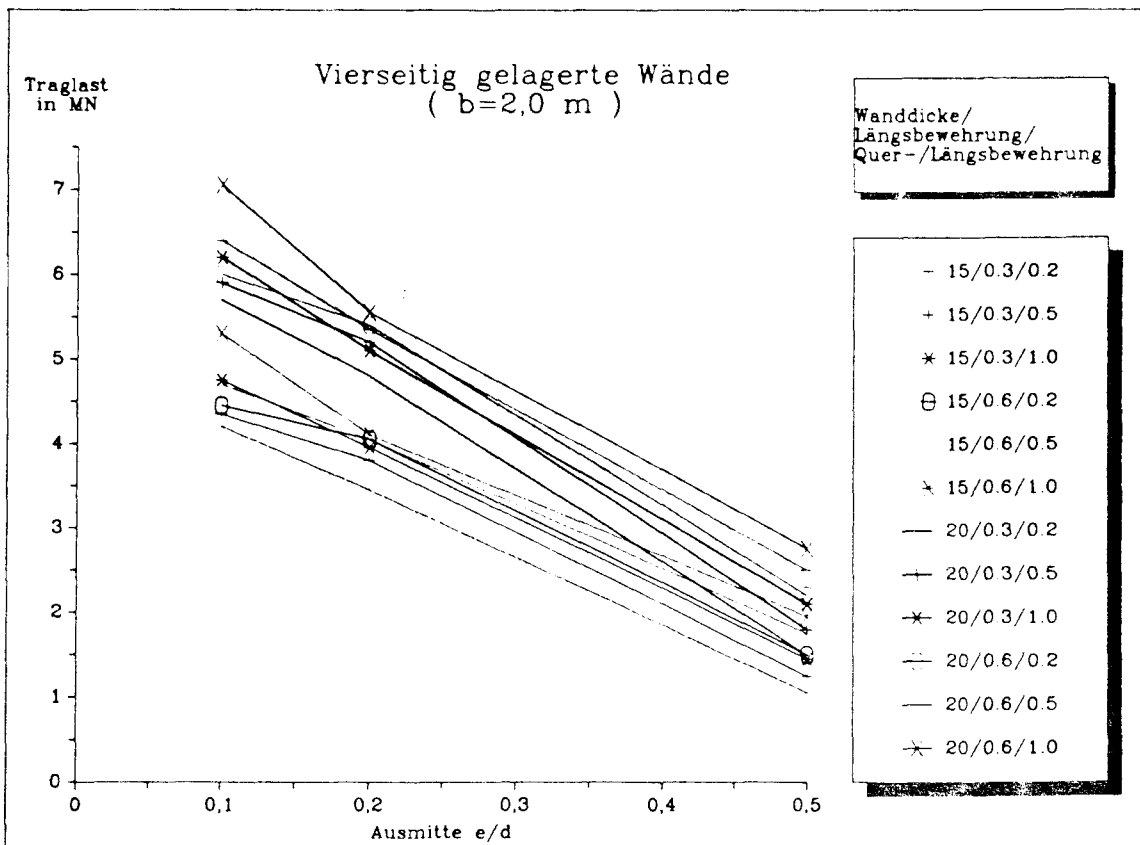
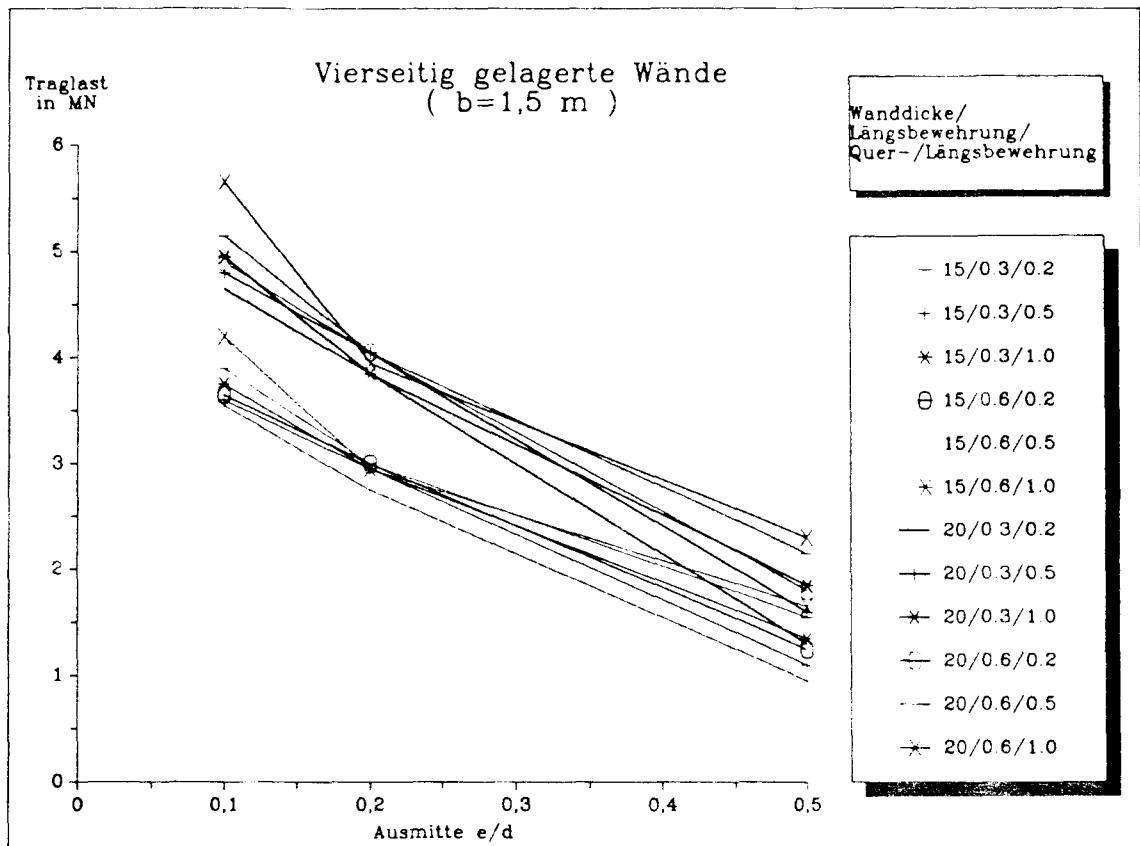


Kubische Anpassungen der bezogenen Traglasten von 3-seitig  
gelagerten Wänden in Abhängigkeit vom  
Höhen/Breiten-Verhältnis h/b

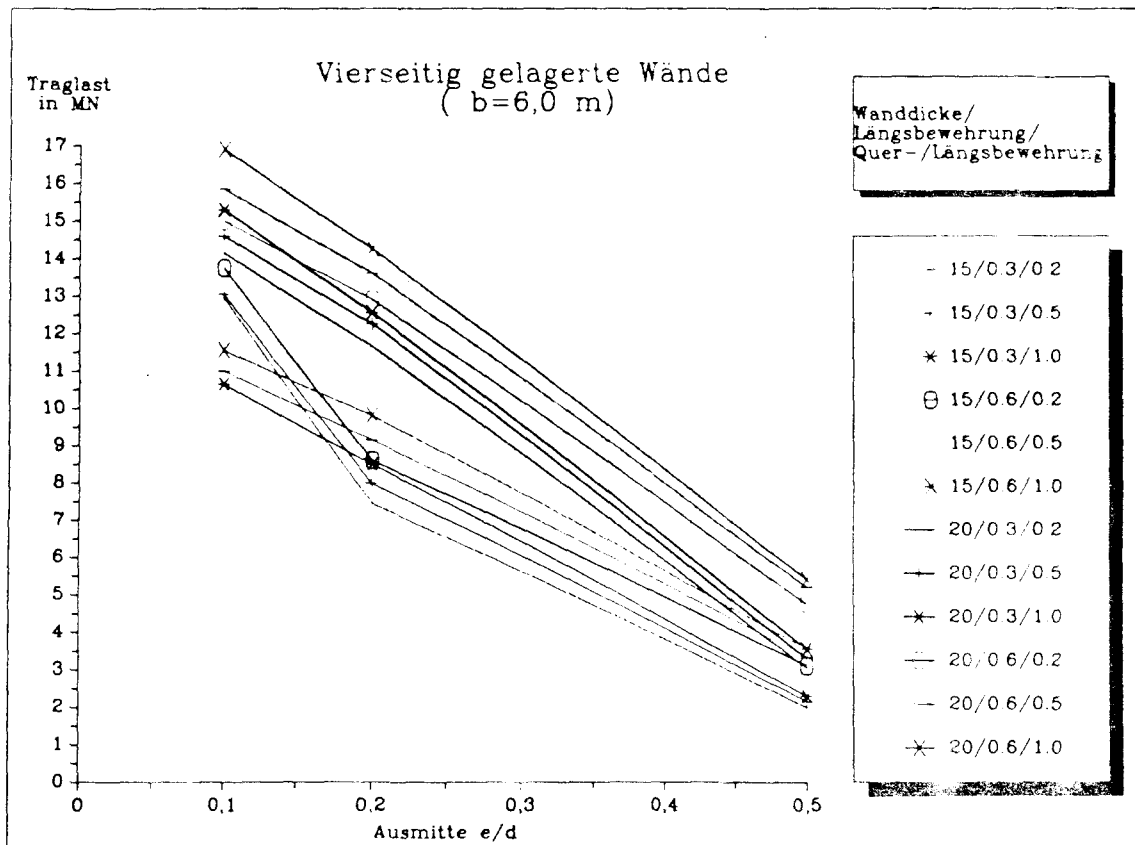
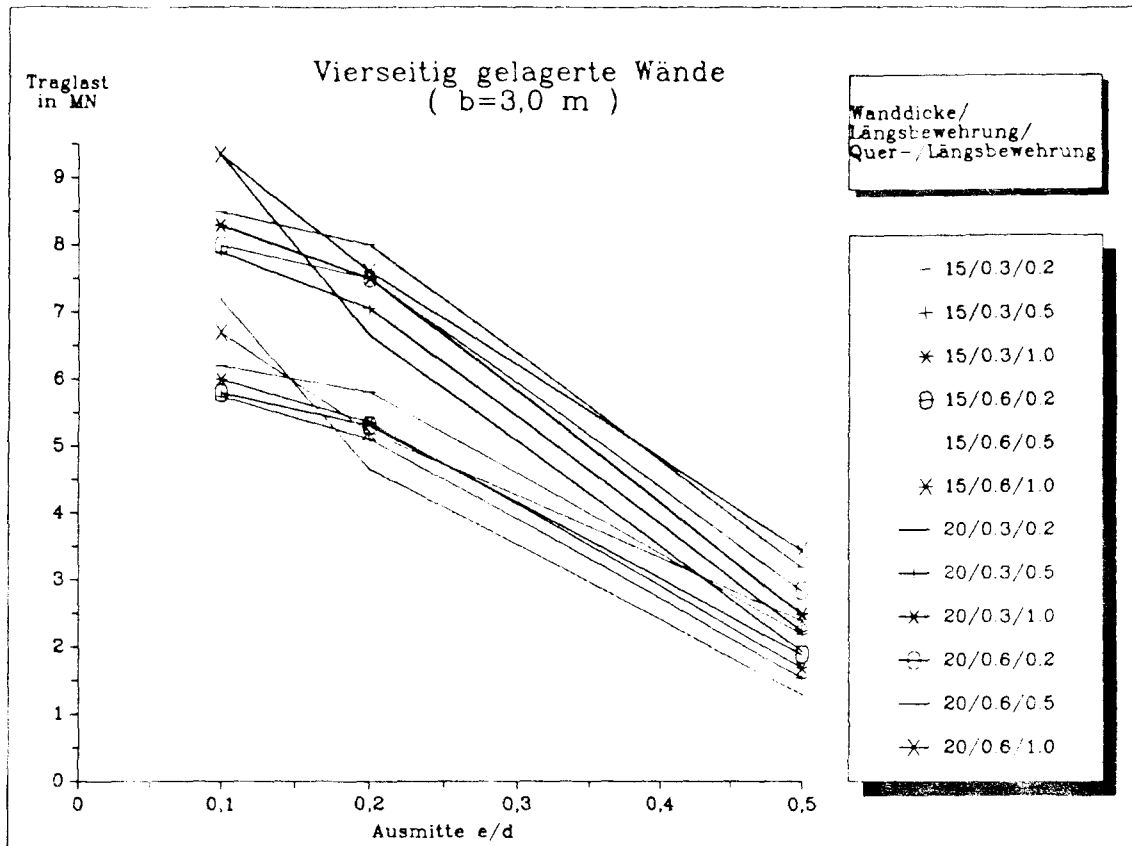


Kubische Anpassungen der bezogenen Traglasten von 3-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Wandbreite b

G r a f i s c h e   D a r s t e l l u n g e n  
z u   d e n   R e c h e n e r g e b n i s s e n  
4 - s e i t i g   g e l a g e r t e r   W ä n d e



Traglast von 4-seitig gelagerter Wänden in Abhängigkeit  
von dem Ausmittenverhältnis  $e/d$



Traglast von 4-seitig gelagerter Wänden in Abhängigkeit  
von dem Ausmittenverhältnis  $e/d$

Traglast in [MN]

e/d Längsbew. Q/L	b=1,50 m	b=2,00 m	b=3,00 m	b=6,00 m
0,1 0,3 0,2	3,55	4,20	7,20	12,95
0,1 0,3 0,5	3,60	4,35	5,75	13,05
0,1 0,3 1,0	3,75	4,75	6,0	10,65
0,1 0,6 0,2	3,65	4,45	5,80	13,75
0,1 0,6 0,5	3,90	4,70	6,20	11,0
0,1 0,6 1,0	4,20	5,30	6,70	11,55
0,2 0,3 0,2	2,75	3,45	4,65	7,45
0,2 0,3 0,5	2,95	3,80	5,10	8,0
0,2 0,3 1,0	2,95	3,95	5,35	8,50
0,2 0,6 0,2	3,0	4,05	5,30	8,60
0,2 0,6 0,5	3,0	4,05	5,80	9,15
0,2 0,6 1,0	2,95	4,10	5,20	9,80
0,5 0,3 0,2	0,95	1,05	1,30	2,0
0,5 0,3 0,5	1,10	1,25	1,55	2,15
0,5 0,3 1,0	1,35	1,45	1,70	2,30
0,5 0,6 0,2	1,25	1,50	1,90	3,10
0,5 0,6 0,5	1,55	1,75	2,20	3,35
0,5 0,6 1,0	1,65	1,95	2,40	3,55

Wanddicke d = 0,15 m

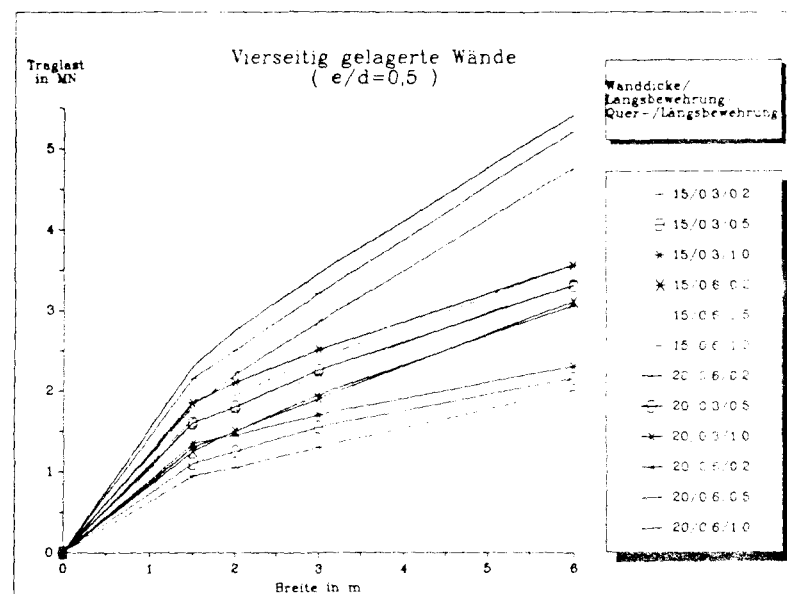
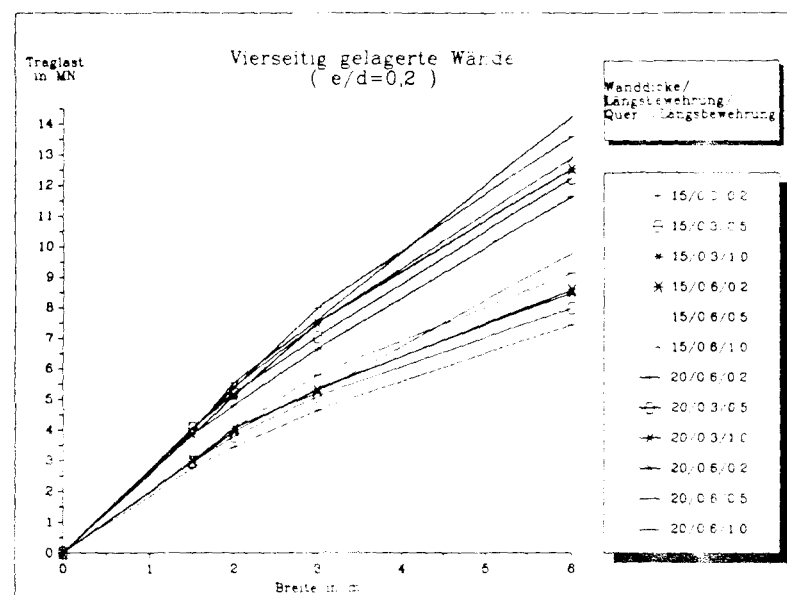
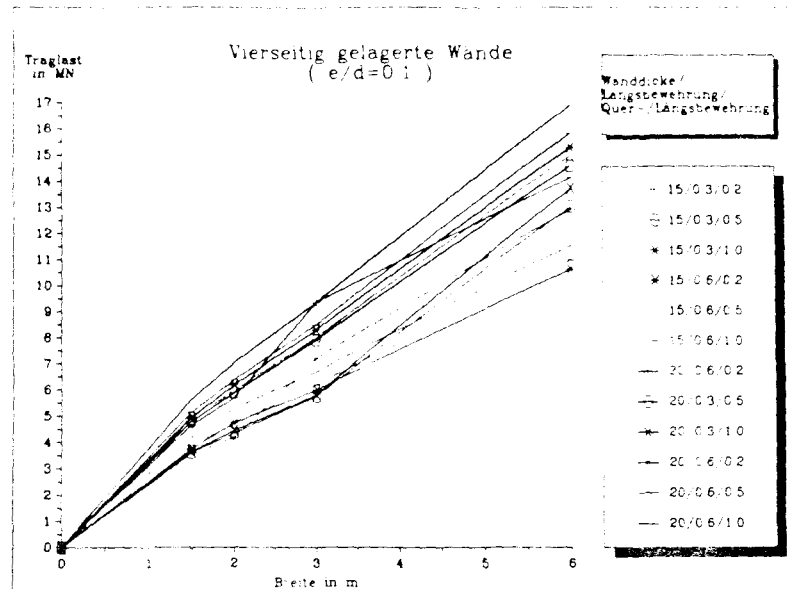
e/d Längsbew. Q/L	b=1,50 m	b=2,00 m	b=3,00 m	b=6,00 m
0,1 0,3 0,2	4,65	5,70	9,35	14,15
0,1 0,3 0,5	4,80	5,90	7,90	14,60
0,1 0,3 1,0	4,95	6,20	8,30	15,30
0,1 0,6 0,2	4,90	6,0	8,00	15,0
0,1 0,6 0,5	5,15	6,40	8,50	15,85
0,1 0,6 1,0	5,65	7,05	9,35	16,90
0,2 0,3 0,2	3,85	4,80	6,65	11,65
0,2 0,3 0,5	4,05	5,20	7,05	12,25
0,2 0,3 1,0	3,85	5,10	7,50	12,55
0,2 0,6 0,2	4,05	5,40	7,50	12,90
0,2 0,6 0,5	4,05	5,35	8,0	13,60
0,2 0,6 1,0	3,95	5,55	7,60	14,25
0,5 0,3 0,2	1,30	1,50	1,95	3,05
0,5 0,3 0,5	1,60	1,80	2,25	3,30
0,5 0,3 1,0	1,85	2,10	2,50	3,55
0,5 0,6 0,2	1,80	2,20	2,85	4,75
0,5 0,6 0,5	2,15	2,50	3,20	5,20
0,5 0,6 1,0	2,30	2,75	3,45	5,40

Wanddicke d = 0,20 m

Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Wanddicke d

T A B E L L E C 10

Serienrechnungen W 91 = 240



Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$

Traglast in  $[MN/m^2]$

e/d Längsbew. Q/L	b=1,50 m	b=2,00 m	b=3,00 m	b=6,00 m
0,1 0,3 0,2	15,778	14,0	16,0	14,389
0,1 0,3 0,5	16,0	14,5	12,778	14,5
0,1 0,3 1,0	16,667	15,833	13,333	11,833
0,1 0,6 0,2	16,222	14,833	12,889	15,278
0,1 0,6 0,5	17,333	15,667	13,778	12,222
0,1 0,6 1,0	18,667	17,667	14,889	12,833
0,2 0,3 0,2	12,222	11,5	10,333	8,278
0,2 0,3 0,5	13,111	12,667	11,333	8,889
0,2 0,3 1,0	13,111	13,167	11,889	9,444
0,2 0,6 0,2	13,333	13,5	11,778	9,556
0,2 0,6 0,5	13,333	13,5	12,889	10,167
0,2 0,6 1,0	13,111	13,667	11,556	10,889
0,5 0,3 0,2	4,222	3,5	2,889	2,222
0,5 0,3 0,5	4,889	4,167	3,444	2,389
0,5 0,3 1,0	6,0	4,833	3,778	2,556
0,5 0,6 0,2	5,556	5,0	4,222	3,444
0,5 0,6 0,5	6,889	5,833	4,889	3,722
0,5 0,6 1,0	7,333	6,5	5,333	3,944

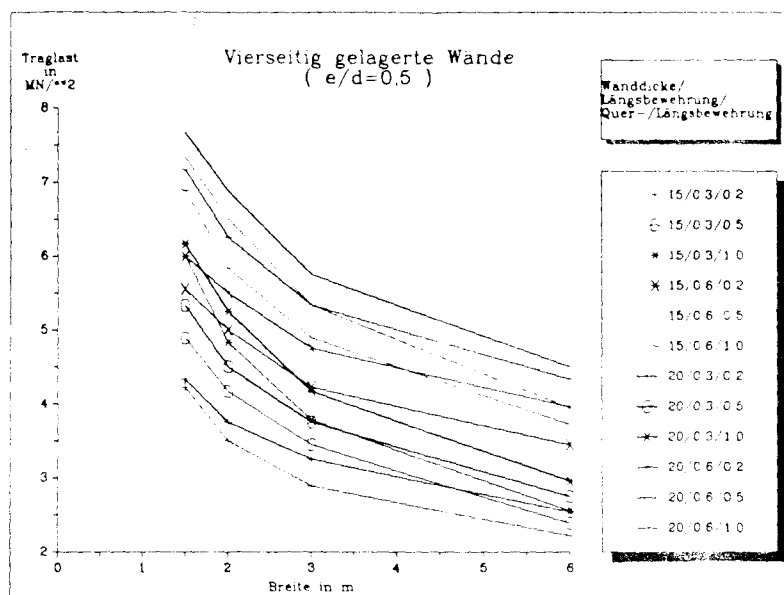
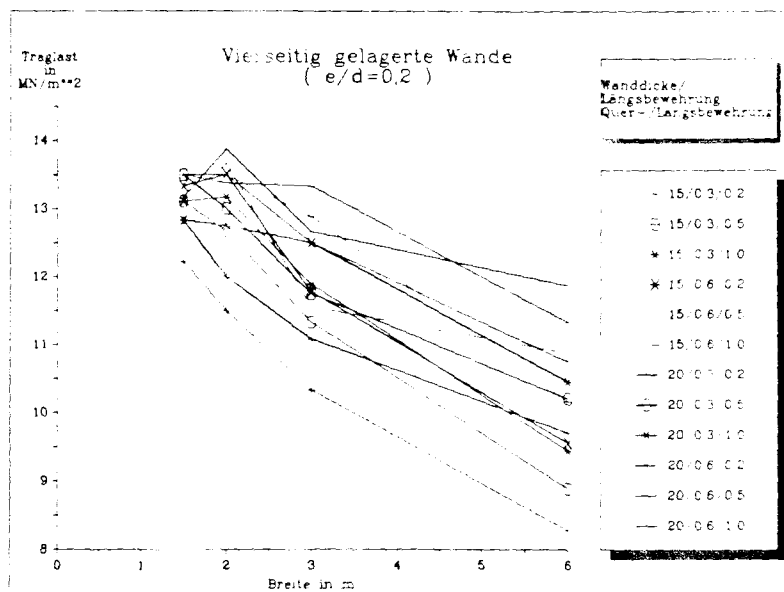
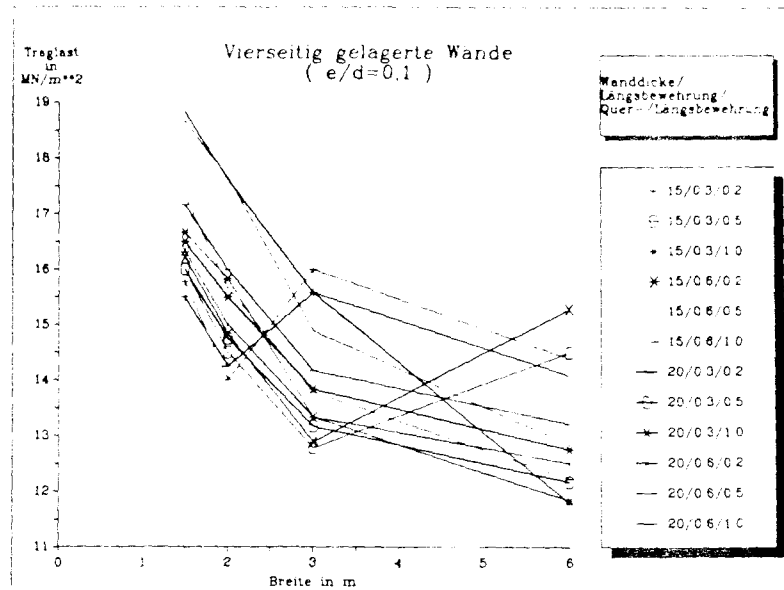
Wanddicke  $d = 0,15 \text{ m}$

e/d Längsbew. Q/L	b=1,50 m	b=2,00 m	b=3,00 m	b=6,00 m
0,1 0,3 0,2	15,5	14,25	15,583	11,792
0,1 0,3 0,5	16,0	14,75	13,167	12,167
0,1 0,3 1,0	16,5	15,5	13,833	12,75
0,1 0,6 0,2	16,333	15,0	13,333	12,5
0,1 0,6 0,5	17,167	16,0	14,167	13,208
0,1 0,6 1,0	18,833	17,625	15,583	14,083
0,2 0,3 0,2	12,833	12,0	11,083	9,708
0,2 0,3 0,5	13,5	13,0	11,75	10,208
0,2 0,3 1,0	12,833	12,75	12,5	10,458
0,2 0,6 0,2	13,5	13,5	12,5	10,75
0,2 0,6 0,5	13,5	13,375	13,333	11,333
0,2 0,6 1,0	13,167	13,875	12,667	11,875
0,5 0,3 0,2	4,333	3,75	3,25	2,542
0,5 0,3 0,5	5,333	4,5	3,75	2,75
0,5 0,3 1,0	6,167	5,25	4,167	2,958
0,5 0,6 0,2	6,0	5,5	4,75	3,958
0,5 0,6 0,5	7,167	6,25	5,333	4,333
0,5 0,6 1,0	7,667	6,875	5,75	4,5

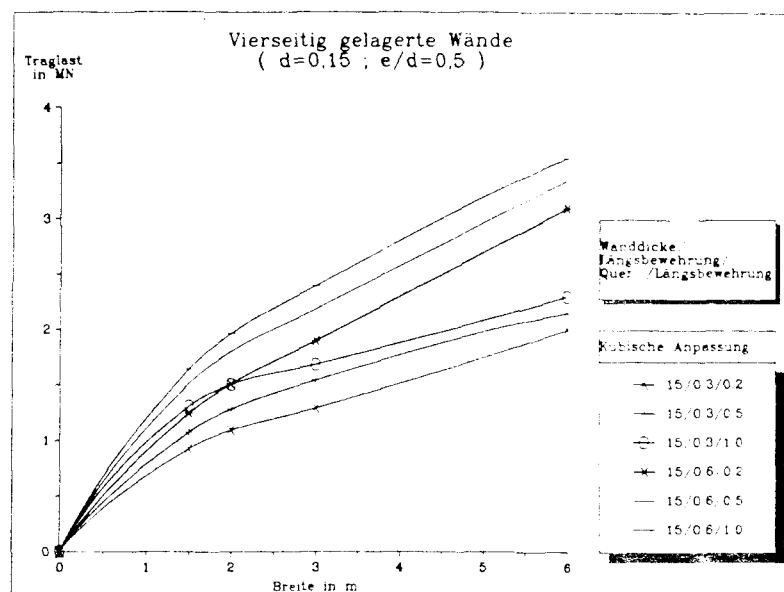
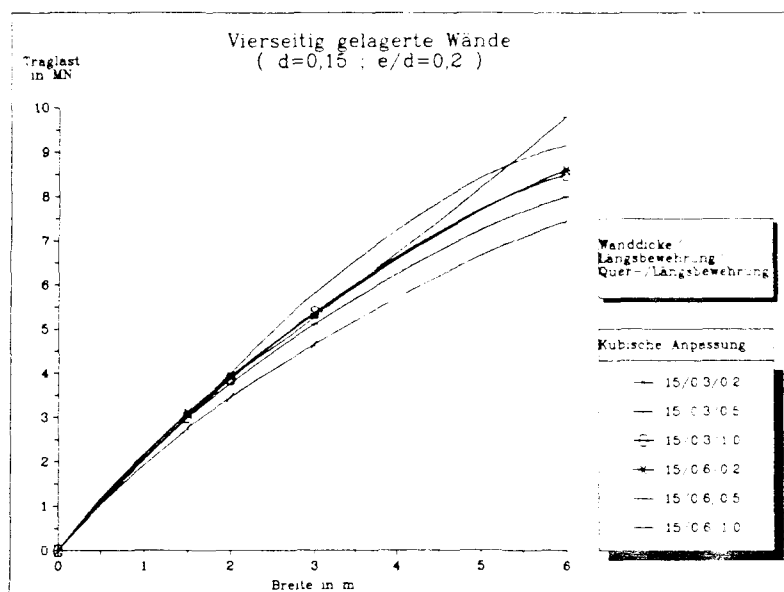
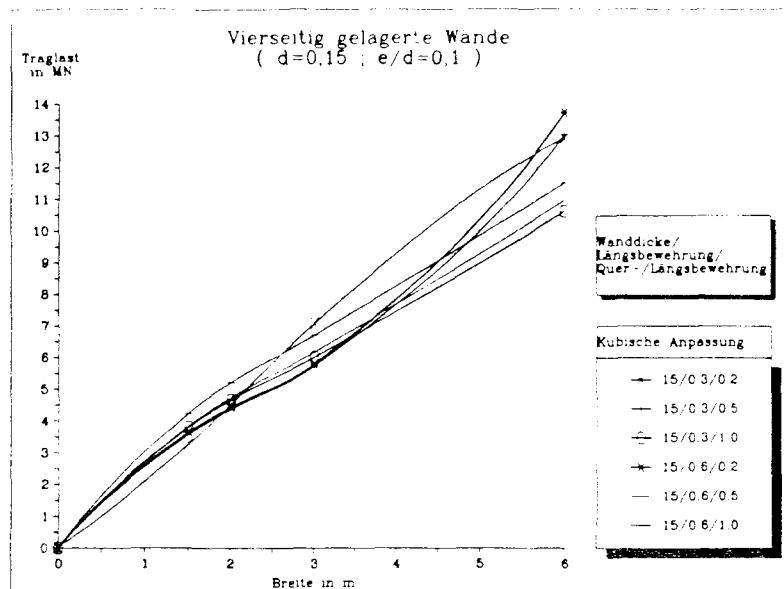
Wanddicke  $d = 0,20 \text{ m}$

Bezogene Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden  
in Abhängigkeit von der Wanddicke  $d$

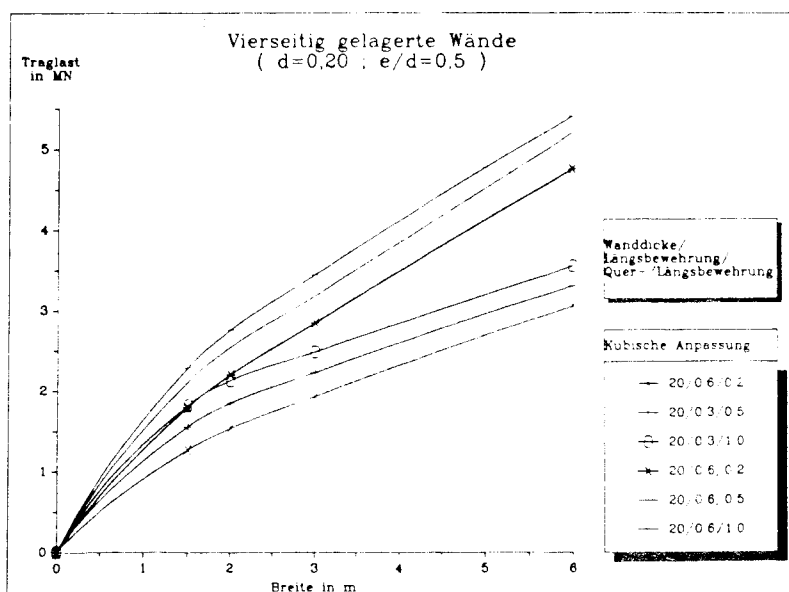
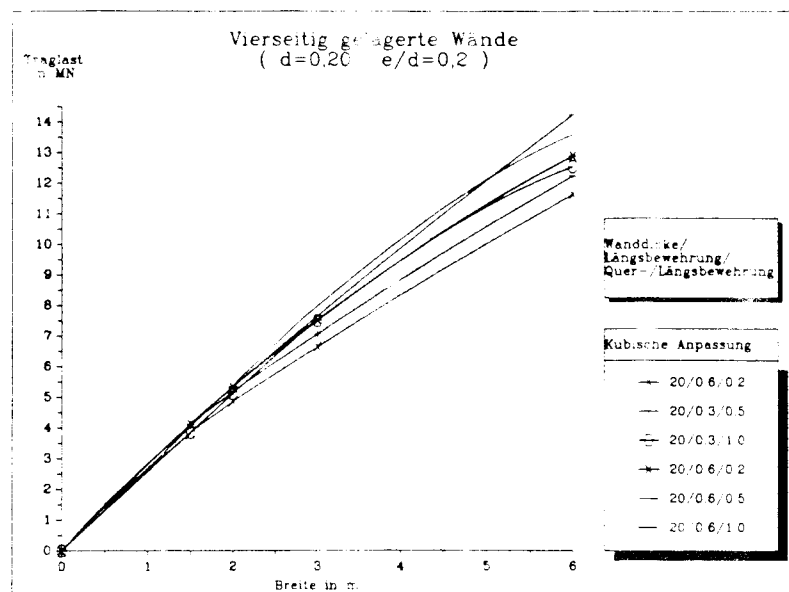
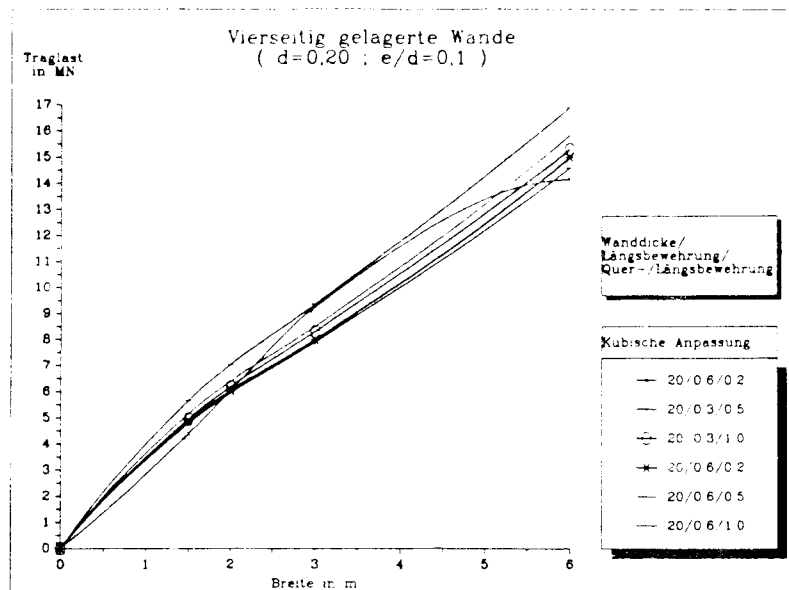




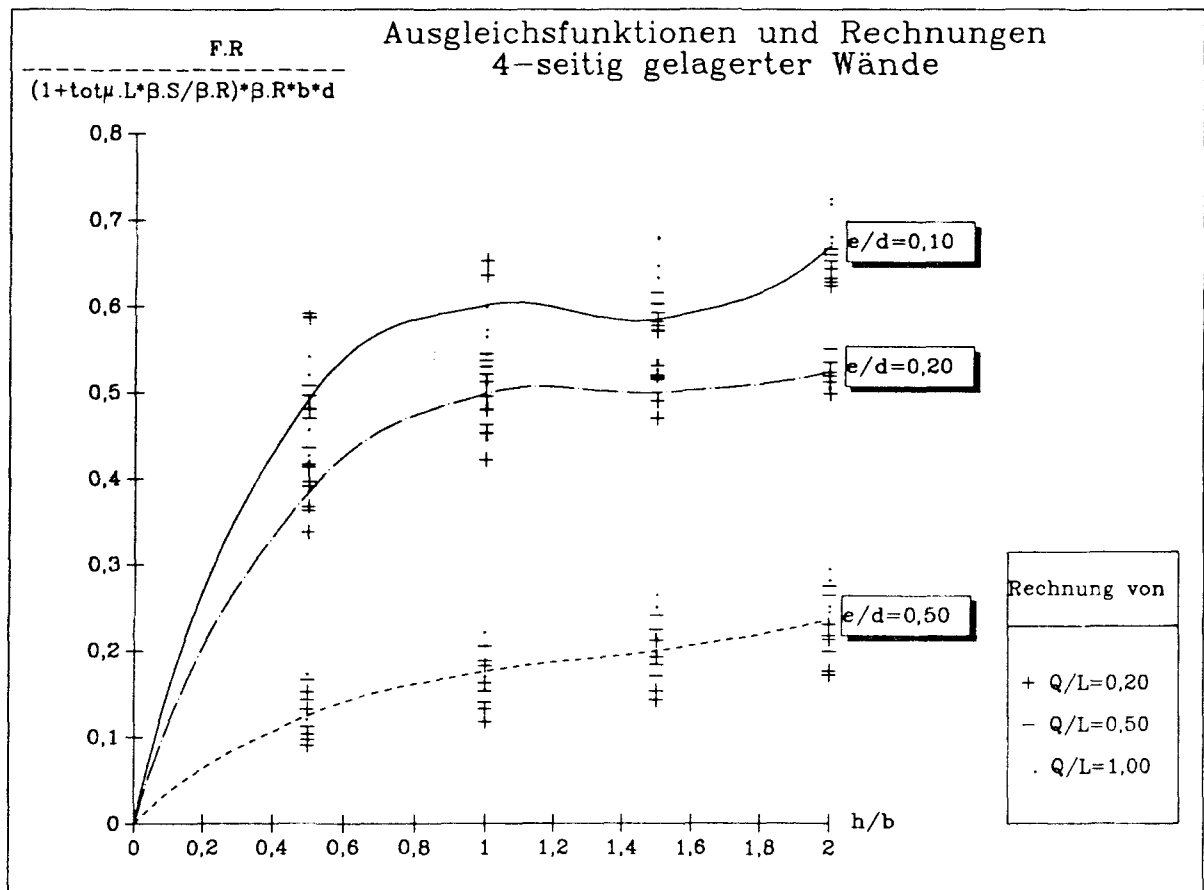
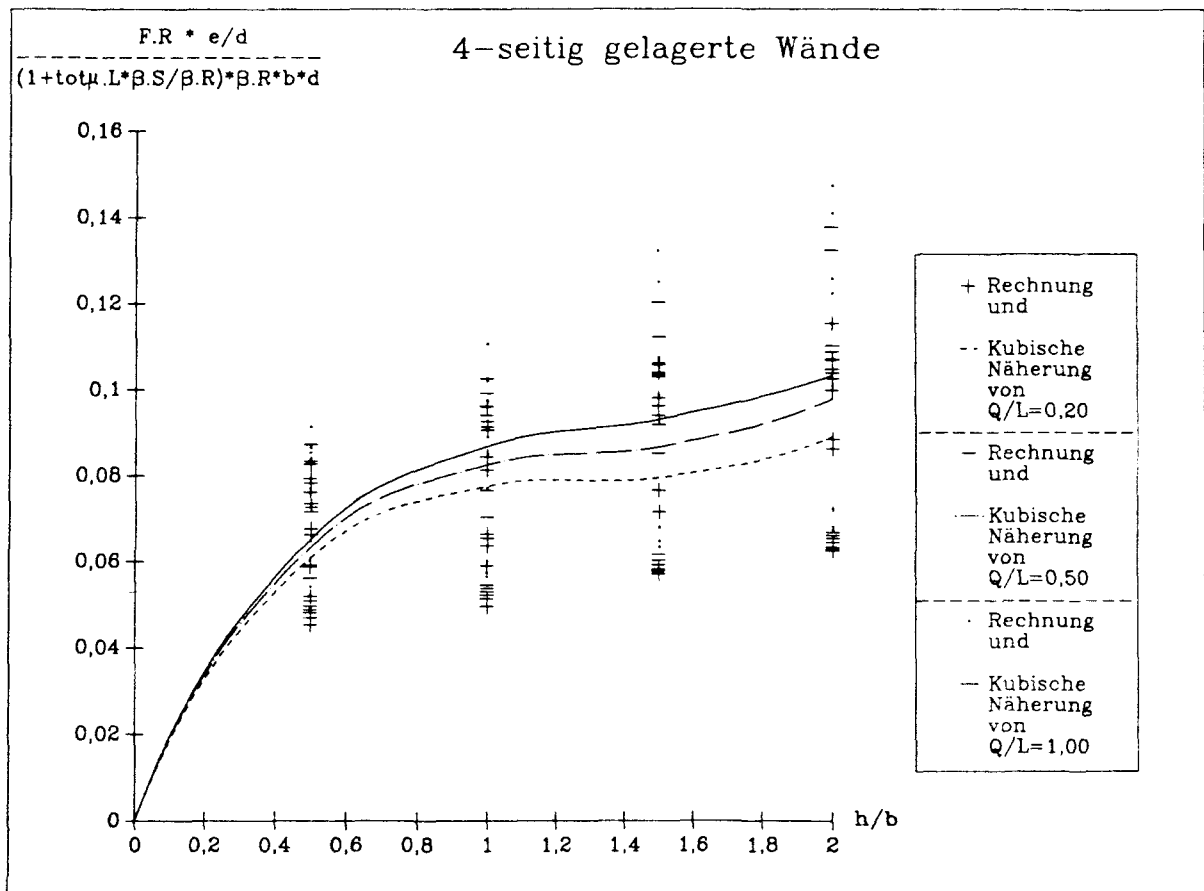
Bezogene Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden  
in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$



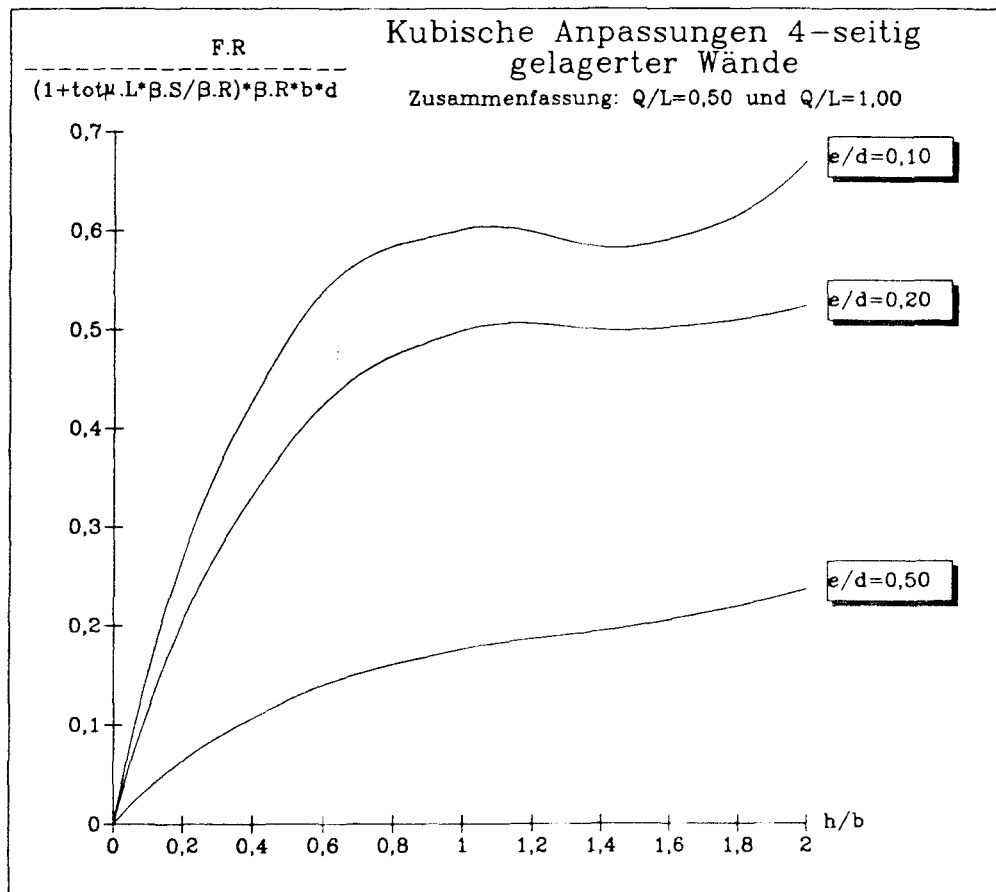
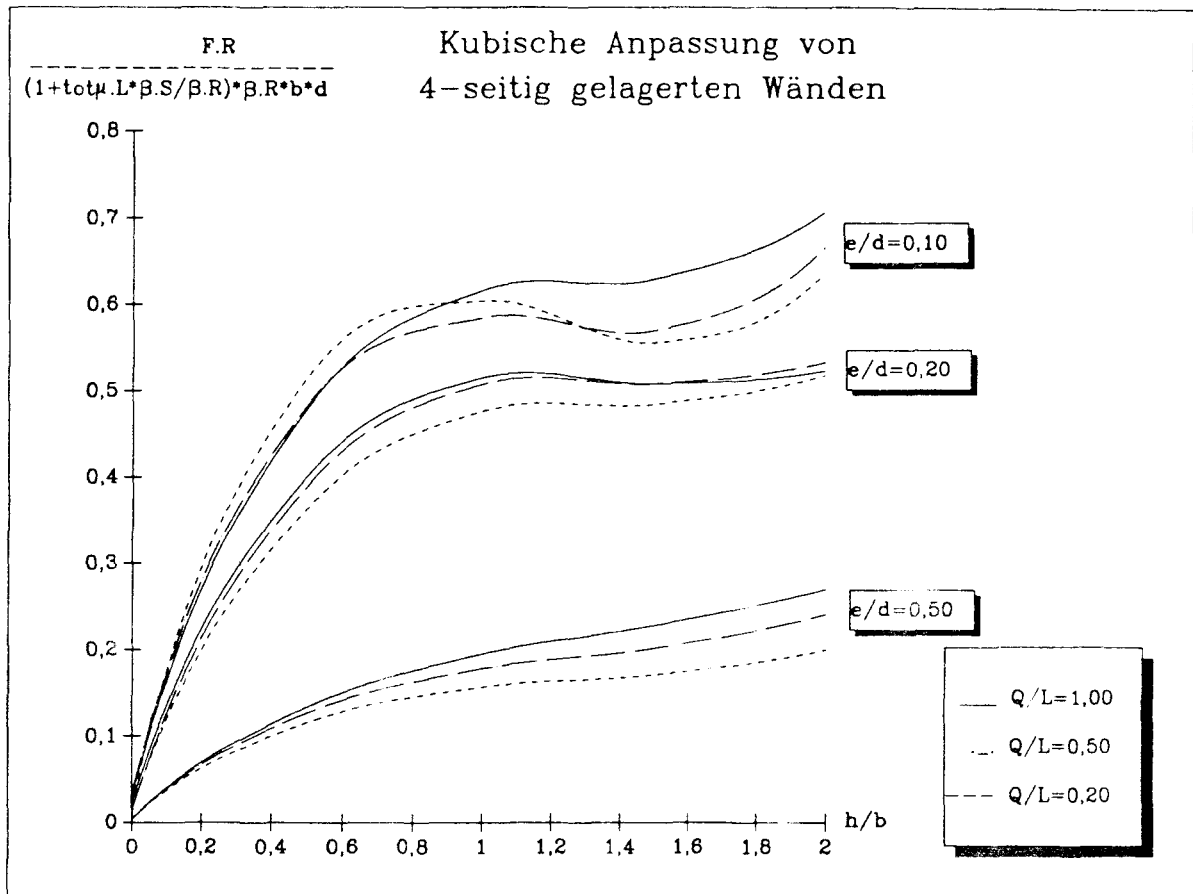
Kubische Anpassungen der Traglasten 4-seitig gelagerter Wände  
in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$



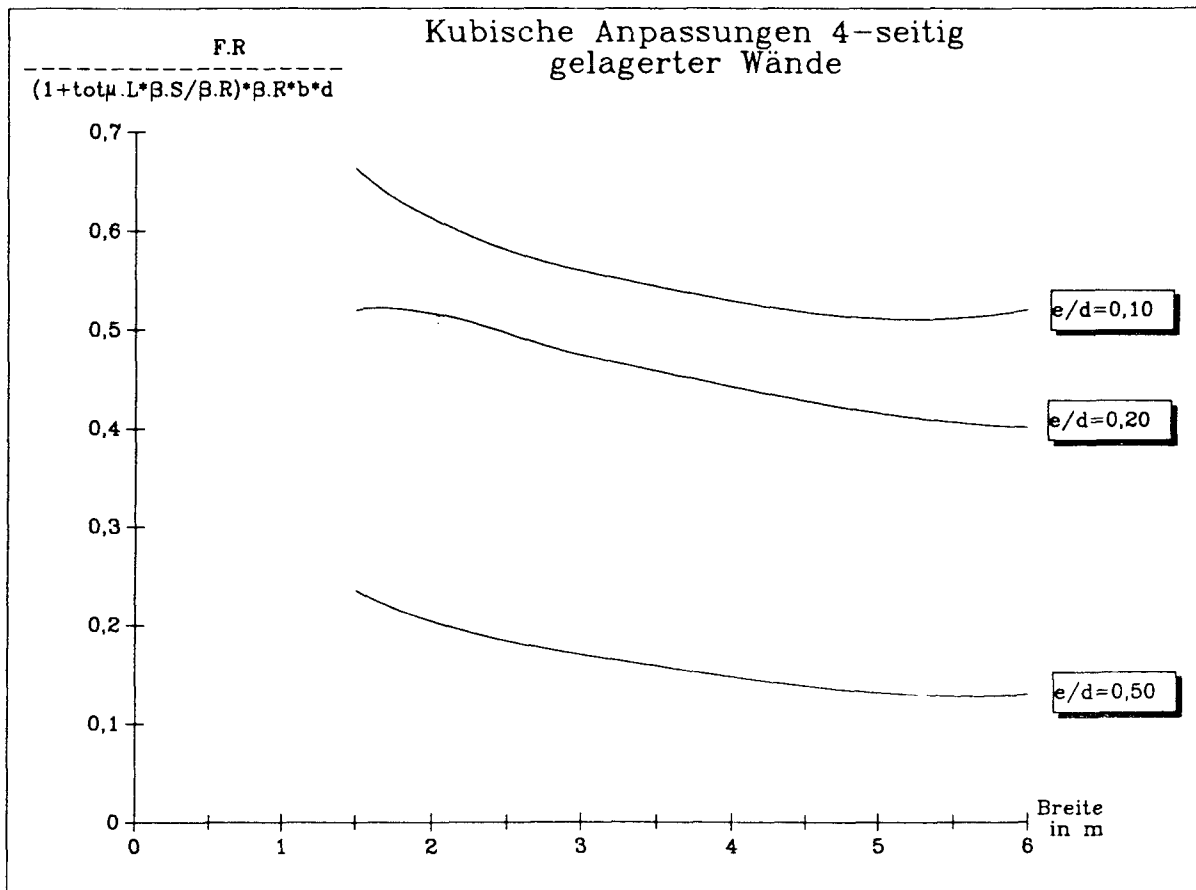
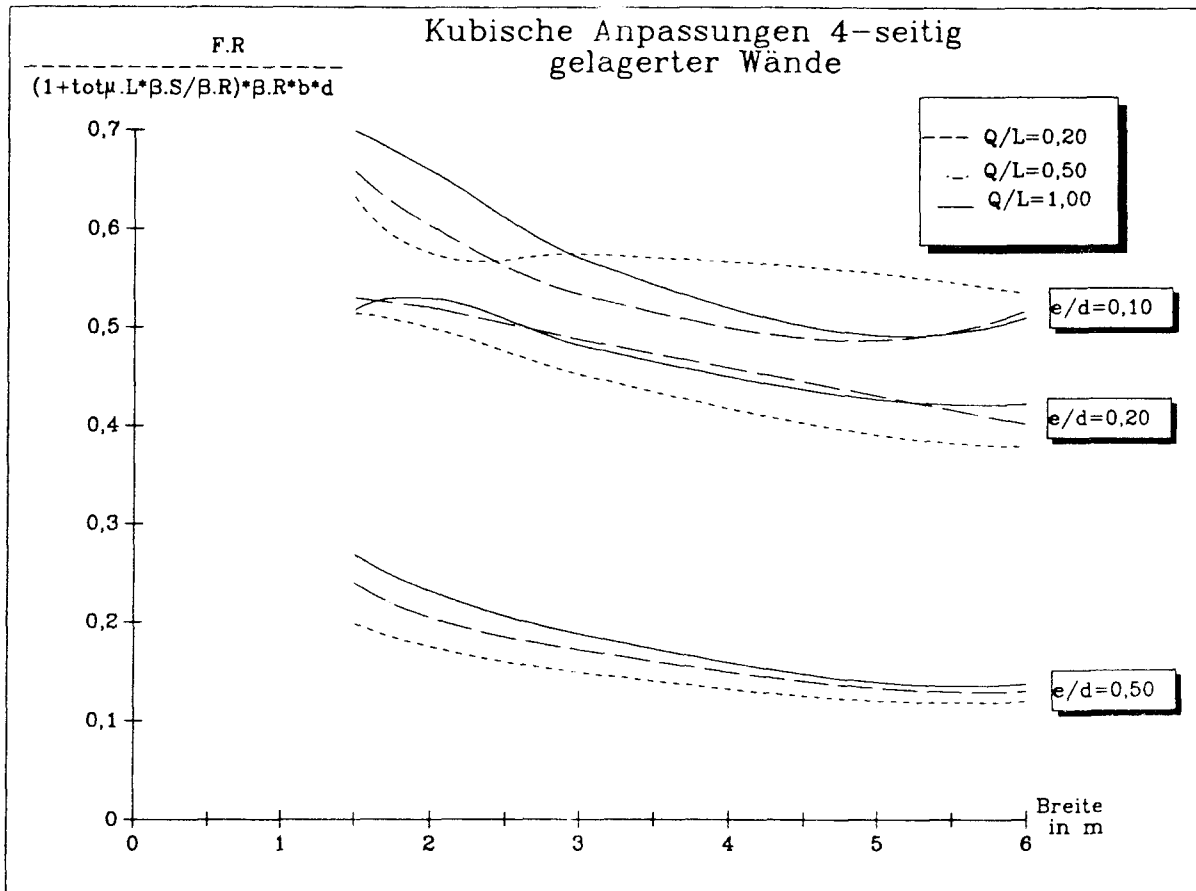
Kubische Anpassungen der Traglasten 4-seitig gelagerter Wände  
in Abhängigkeit von der Wandbreite b



Rechnungen und kubische Anpassungen der bezogenen Traglasten  
von 4-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit  
vom Höhen/Breiten-Verhältnis  $h/b$



Kubische Anpassungen der bezogenen Traglasten von 4-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit vom Höhen/Breiten-Verhältnis h/b



Kubische Anpassungen der bezogenen Traglasten von 4-seitig  
gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Wandbreite b

G r a f i s c h e   D a r s t e l l u n g e n

z u   d e n   V e r g l e i c h s r e c h n u n g e n

				äußere Bewehrung		mittige Bewehrung		
Lager Breite	$\mu_L$	$\mu_Q/\mu_L$		Wand Nr.	$F_{R(a)}$ [MN]	Wand Nr.	$F_{R(b)}$ [MN]	$F_{R(b)}/F_{R(a)}$ [%]
[m]	[%]							
3	1,50	0,30	0,50	1	3,30	241	3,15	95,5
3	1,50	0,60	0,50	3	3,55	242	3,30	93,0
3	3,00	0,30	0,50	49	5,30	243	4,95	93,4
3	3,00	0,60	0,50	51	5,70	244	5,15	90,4
3	6,00	0,30	0,50	73	7,60	245	6,75	88,8
3	6,00	0,60	0,50	75	8,65	246	6,80	78,6

Wanddicke  $d = 0,15$  m

Ausmitte  $e/d = 0,10$

### 3-seitig gelagerte Wände

				äußere Bewehrung		mittige Bewehrung		
Lager Breite	$\mu_L$	$\mu_Q/\mu_L$		Wand Nr.	$F_{R(a)}$ [MN]	Wand Nr.	$F_{R(b)}$ [MN]	$F_{R(b)}/F_{R(a)}$ [%]
[m]	[%]							
4	1,50	0,30	0,20	97	3,55	247	3,40	95,8
4	1,50	0,60	0,20	100	3,65	248	3,55	97,3
4	3,00	0,30	0,20	169	7,20	249	7,00	97,2
4	3,00	0,60	0,20	172	5,80	250	5,55	95,7
4	6,00	0,30	0,20	205	12,95	251	12,30	95,0
4	6,00	0,60	0,20	208	13,75	252	12,70	92,4
4	1,50	0,30	0,50	98	3,60	253	3,40	94,4
4	3,00	0,30	0,50	170	5,75	254	5,60	97,4
4	6,00	0,30	0,50	206	13,05	255	12,35	94,6

Wanddicke  $d = 0,15$  m

Ausmitte  $e/d = 0,10$

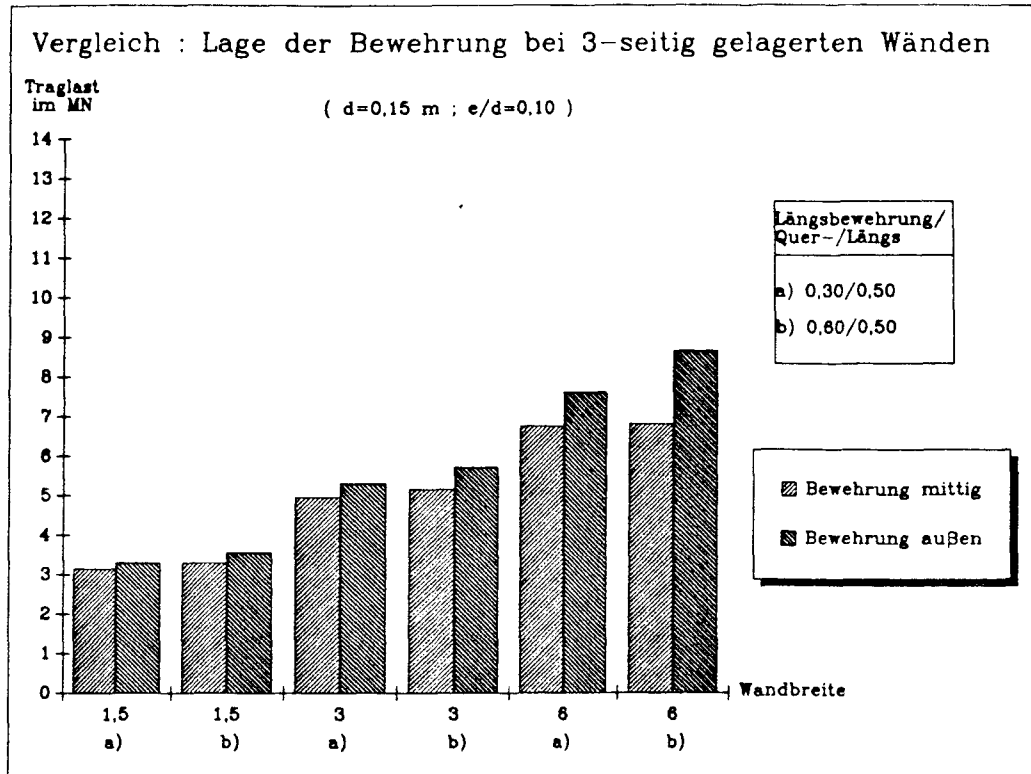
### 4-seitig gelagerte Wände

Absolute und prozentuale Gegenüberstellung der Traglasten von Wänden mit unterschiedlicher Bewehrungsanordnung

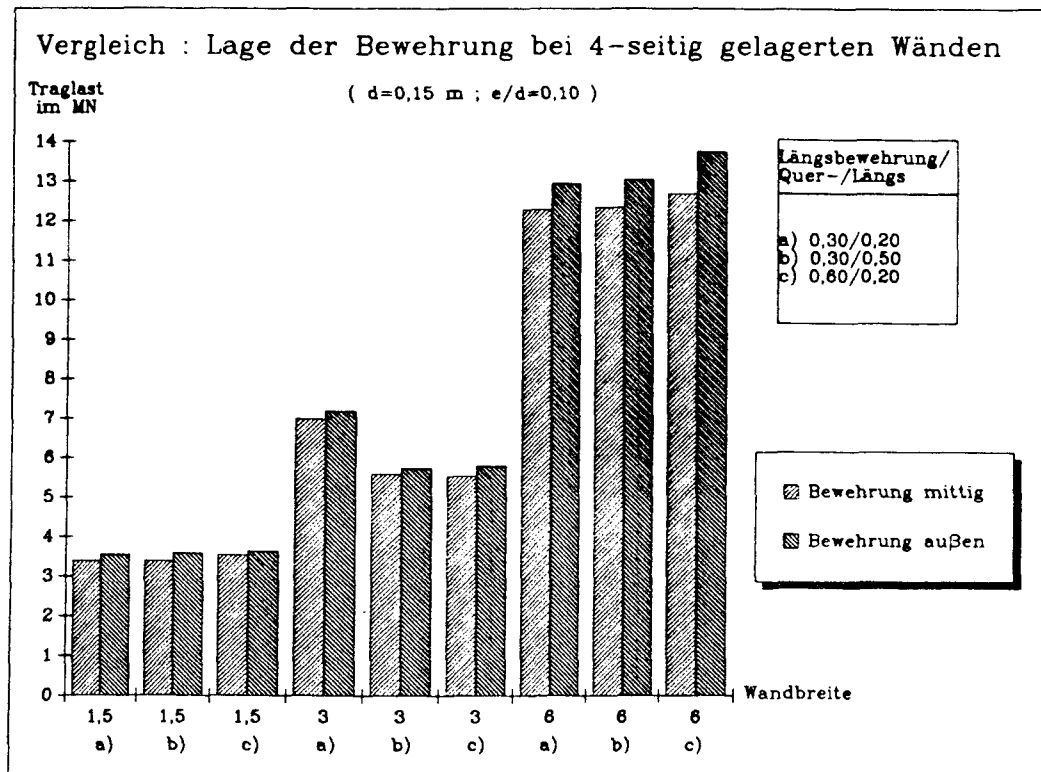
T A B E L L E C 12

Serienrechnungen W 241 - 255





3-seitig gelagerte Wände



4-seitig gelagerte Wände

Gegenüberstellung der Traglasten von Wänden mit unterschiedlicher Bewehrungsanordnung

Wand Nr.	System	Elemente	Traglast		max w bei 80% $F_R$	
			in MN	in %	$w_{0,8}$ in mm	in %
97	1/2	rechteckig	3,55	100,0	0,25	100,0
	1/1	quadratisch	3,40	95,8	0,24	95,0
206	1/2	rechteckig	13,05	100,0	7,12	100,0
	1/1	quadratisch	11,70	89,7	4,98	69,9

Parameter der Wände:

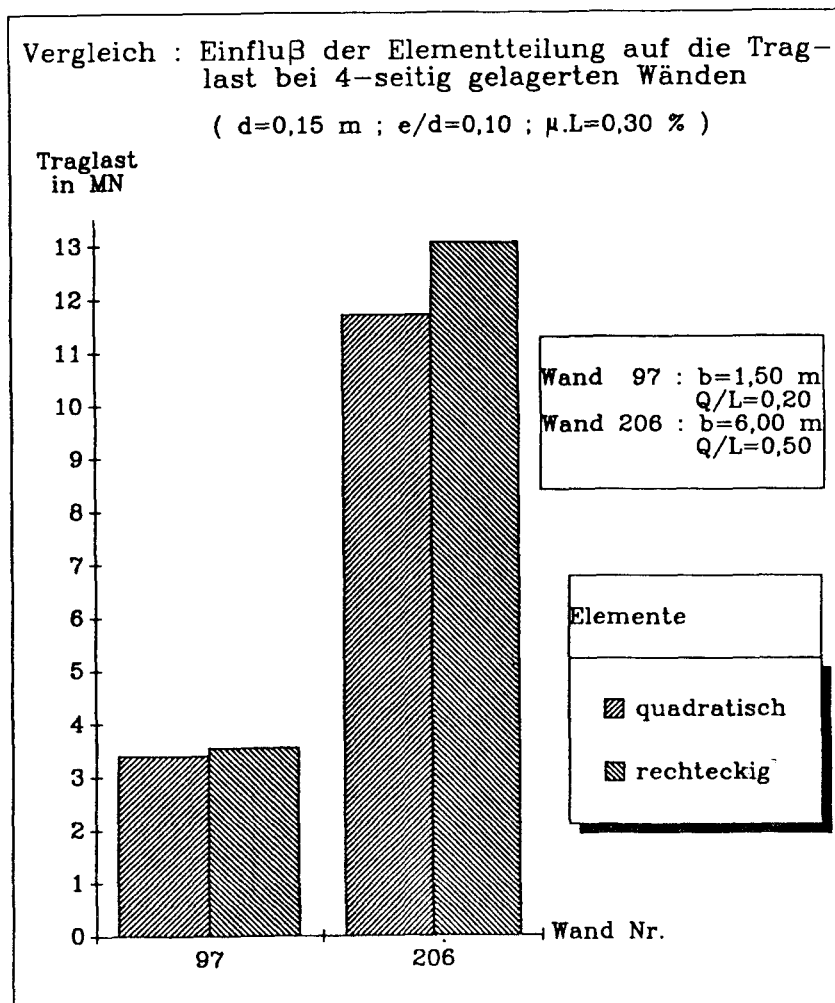
Wand 97:  $b=1,50$  m  
 $d=0,15$  m  
 $e/d=0,10$   
 $\mu_L=0,30$   
 $\mu_Q/\mu_L=0,20$

Wand 206:  $b=6,00$  m  
 $d=0,15$  m  
 $e/d=0,10$   
 $\mu_L=0,30$   
 $\mu_Q/\mu_L=0,20$

Einfluß der Elementwahl auf die Traglast von  
4-seitig gelagerten Wänden

T A B E L L E C 13

Vergleichsrechnungen



Einfluß der Elementwahl auf die Traglast von  
4-seitig gelagerten Wänden

B I L D C 20

Vergleichsrechnungen

Wand Nr.	System	Traglast $F_R$		max w bei 80% $F_R$	
		in MN	in %	$w_{0,8}$ in mm	in %
169 (*)	1/4	6,40	88,9	1,77	55,0
	1/2	7,20	100,0	3,22	100,0
	1/1	7,30	101,4	3,06	95,0
175 (*)	1/4	4,10	88,2	5,15	71,8
	1/2	4,65	100,0	7,17	100,0
	1/1	4,65	100,0	7,06	98,5
181 (*)	1/4	1,35	103,8	7,30	108,0
	1/2	1,30	100,0	6,76	100,0
	1/1	1,35	103,8	7,34	108,6

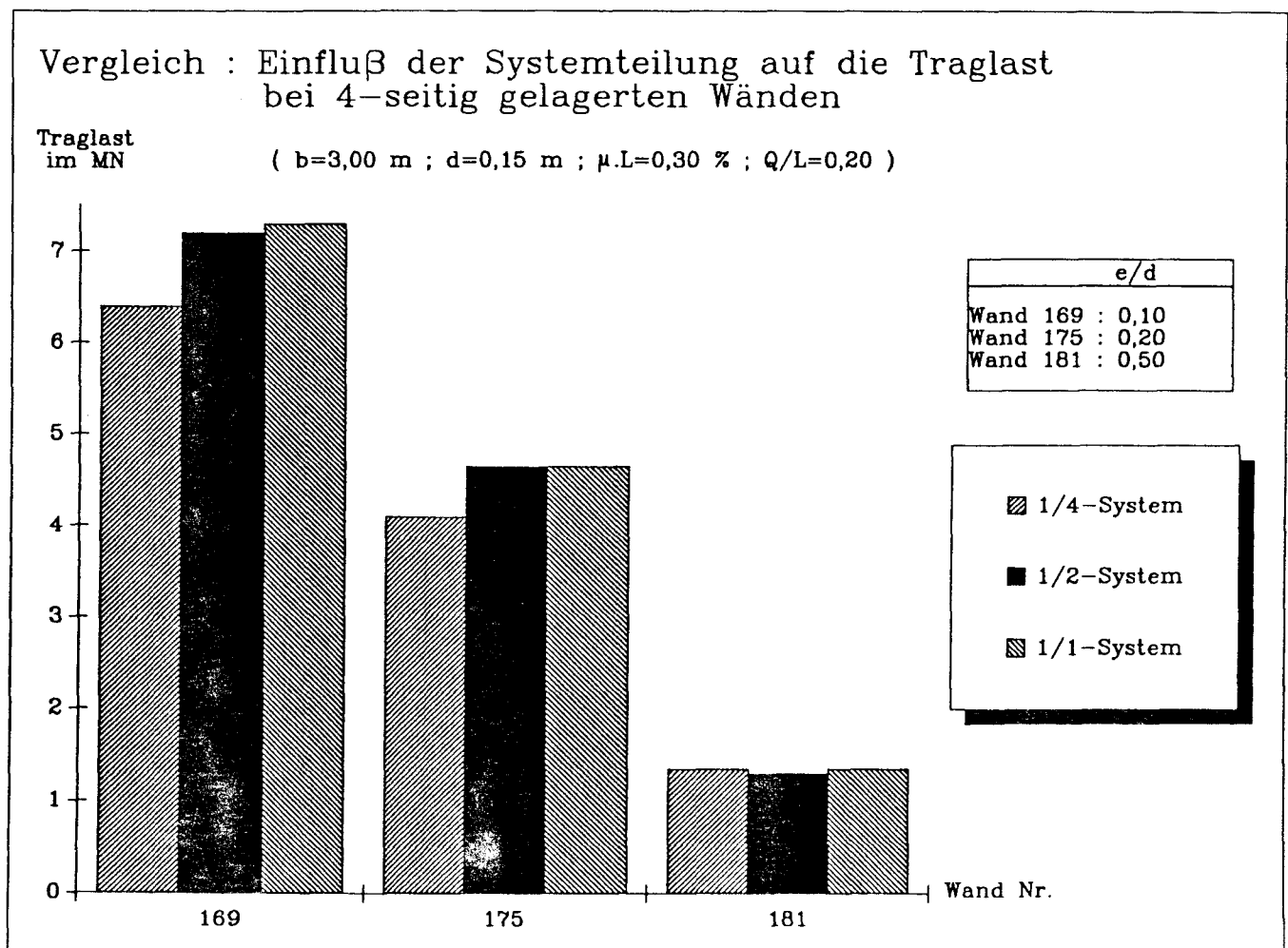
Die prozentualen Angaben beziehen sich auf die in den Serienrechnungen ermittelten Traglasten am 1/2-System.

\*) Um die vertikalen Festhaltungen exakt in der Wandmitte anzuordnen, mußte abweichend von den übrigen Rechnungen die Elementteilung geändert werden.

### Einfluß der Systemwahl auf die Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden

T A B E L L E C 14

Vergleichsrechnungen



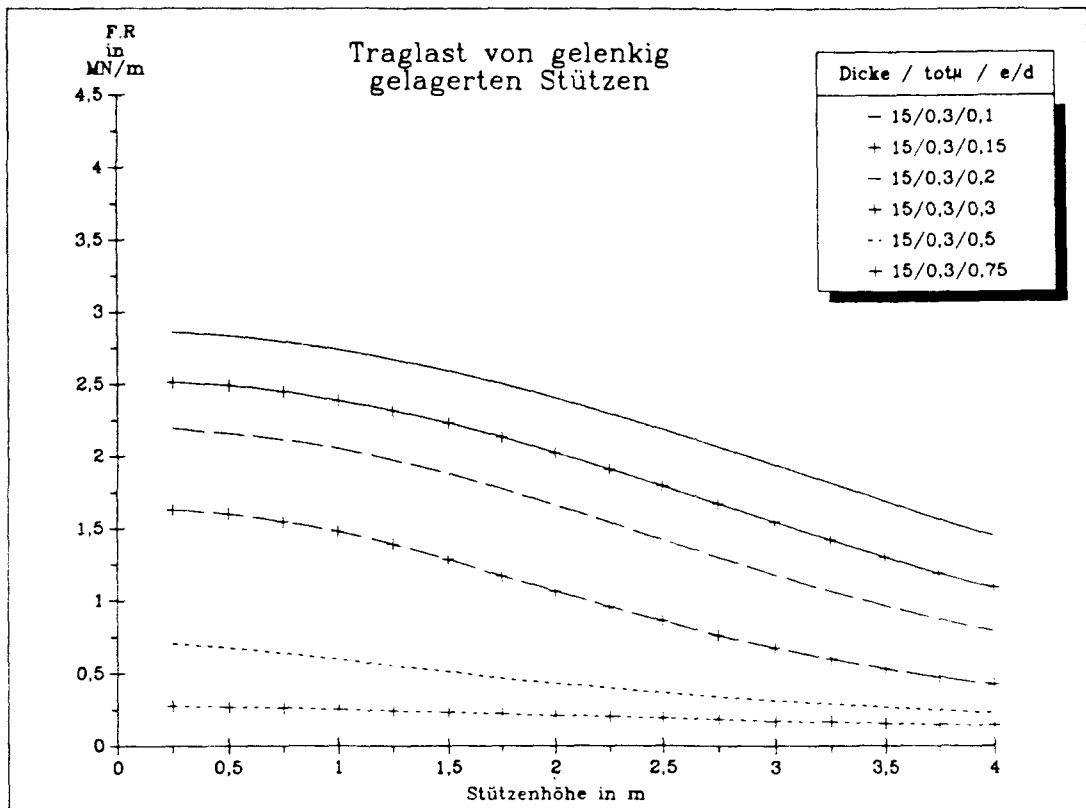
### Einfluß der Systemwahl auf die Traglast von 4-seitig gelagerten Wänden

B I L D C 21

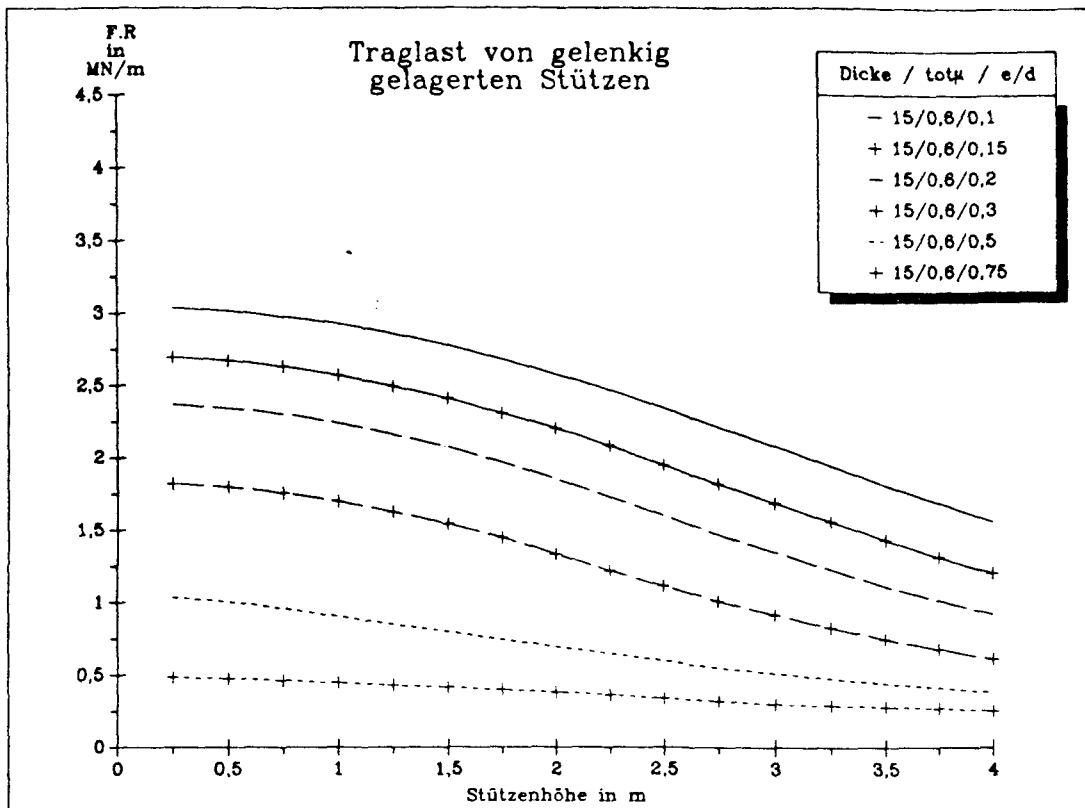
Vergleichsrechnungen



G r a f i s c h e   D a r s t e l l u n g e n  
z u r   T r a g l a s t   v o n  
g e l e n k i g   g e l a g e r t e n   S t ü t z e n  
u n d  
3 -   b z w .   4 - s e i t i g   g e l a g e r t e n   W ä n d e n

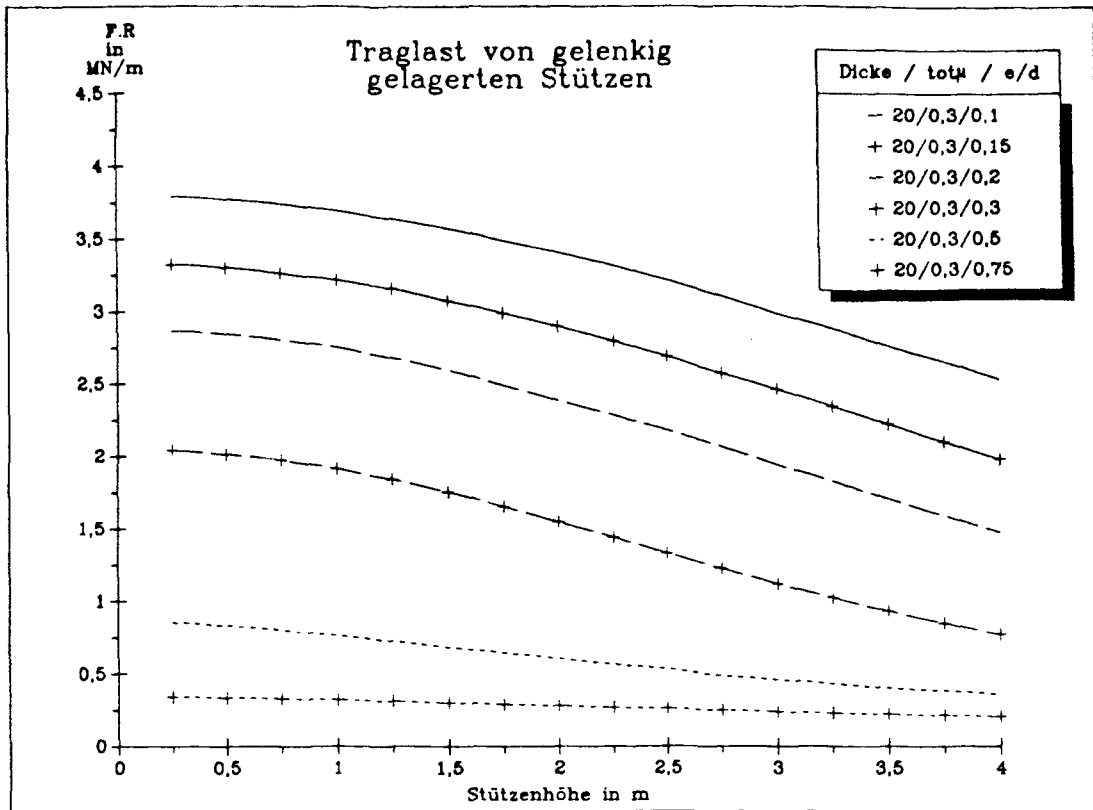


Bewehrungsgehalt:  $\mu_L = 0,3 \%$

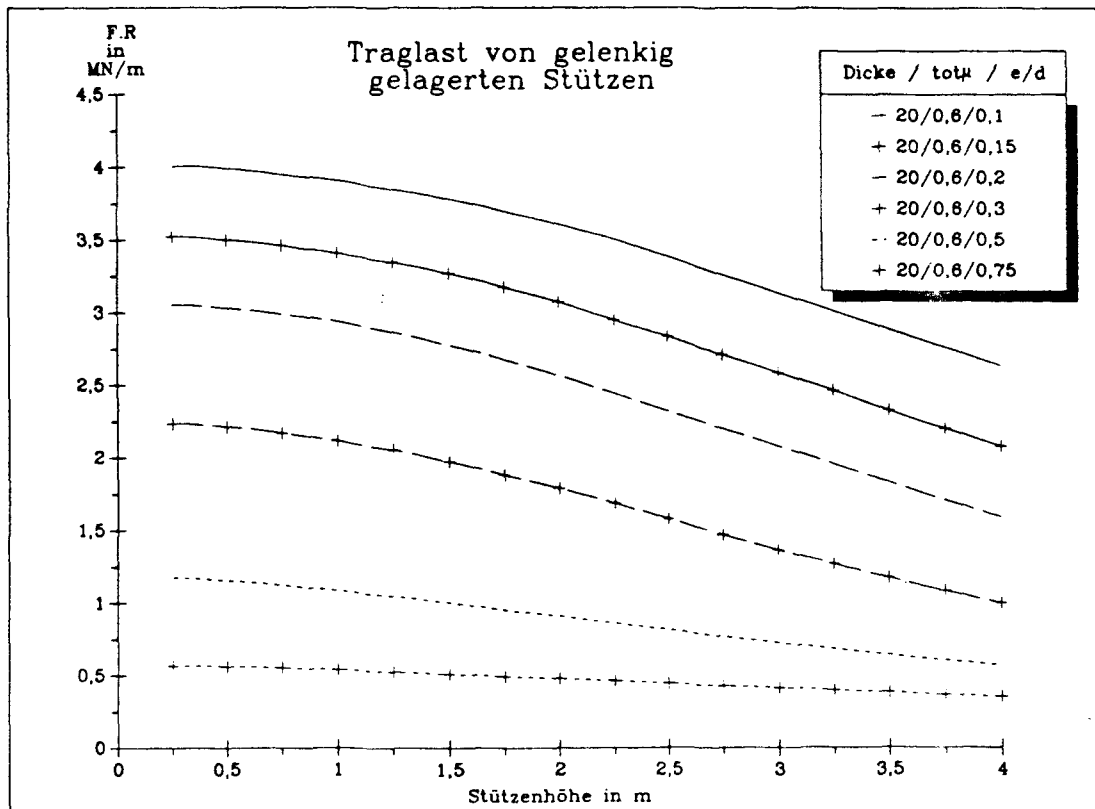


Bewehrungsgehalt:  $\mu_L = 0,6 \%$

Traglast von gelenkig gelagerten Stützen (  $d = 0,15 \text{ m}$  )  
in Abhängigkeit von der Stützhöhe

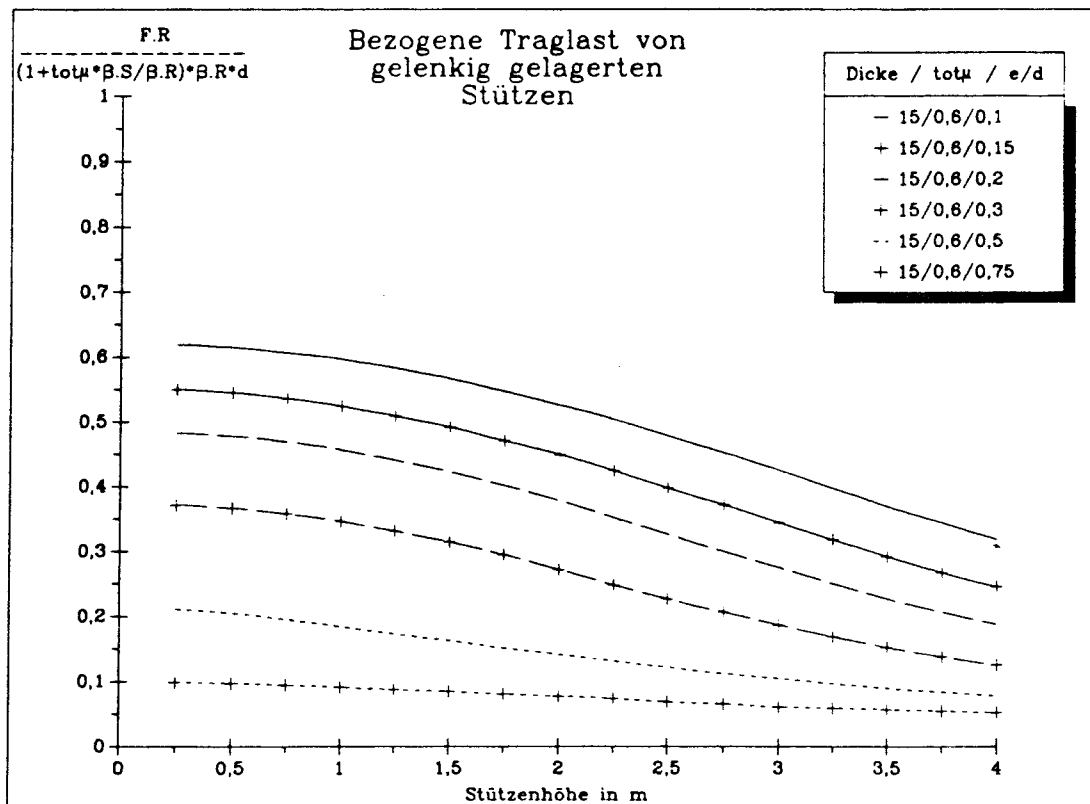
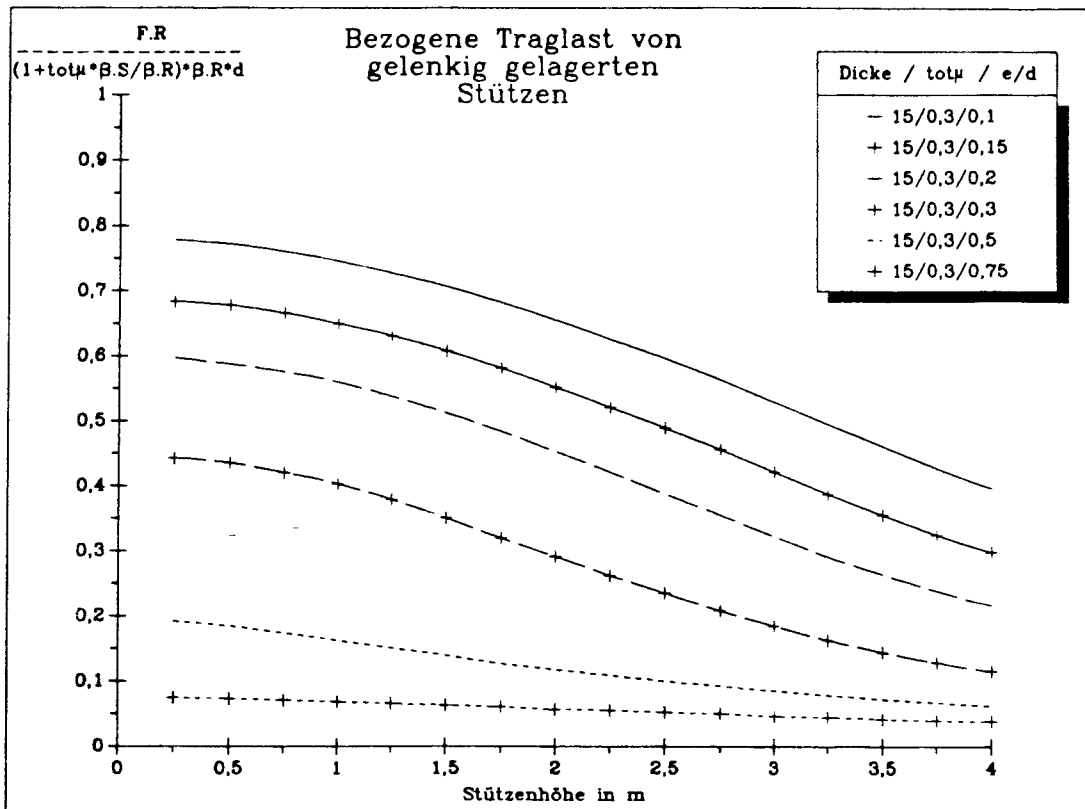


Bewehrungsgehalt:  $\mu_L = 0,3 \%$



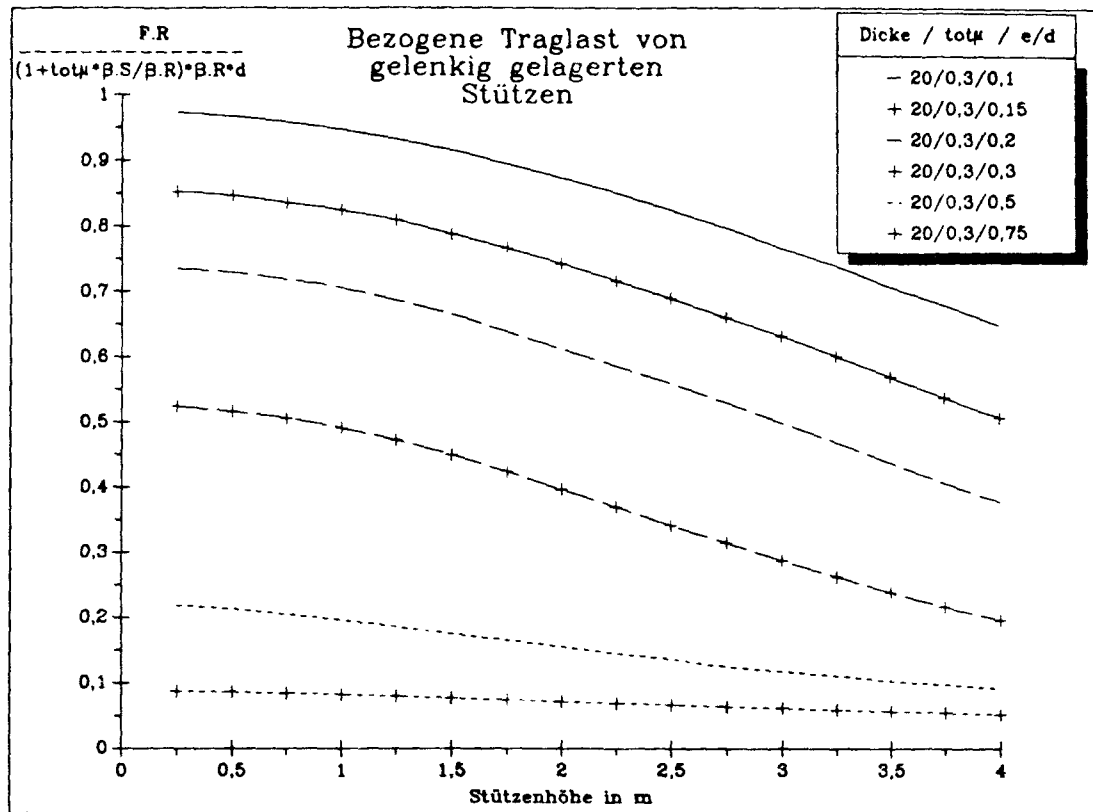
Bewehrungsgehalt:  $\mu_L = 0,6 \%$

Traglast von gelenkig gelagerten Stützen (  $d = 0,20 \text{ m}$  )  
in Abhängigkeit von der Stützenhöhe

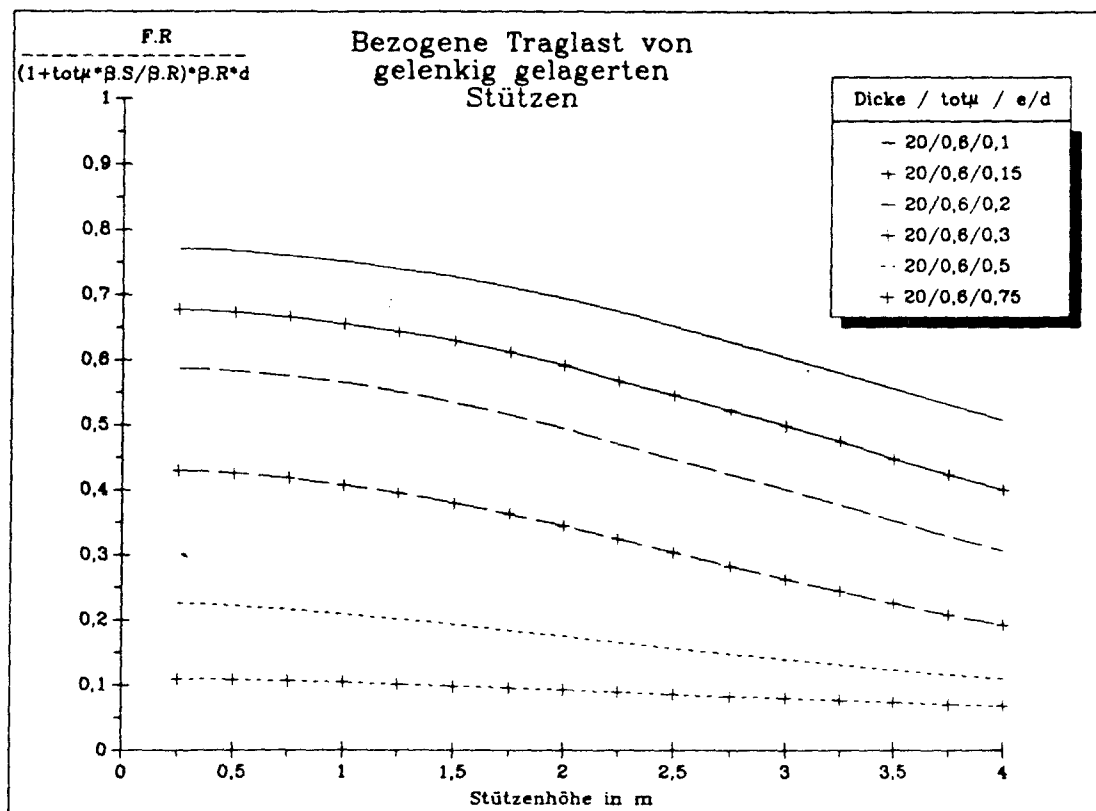


Bezogene Traglast von gelenkig gelagerten Stützen ( d = 0,15 m )  
in Abhängigkeit von der Stützhöhe





Bewehrungsgehalt:  $\mu_L = 0,3 \%$

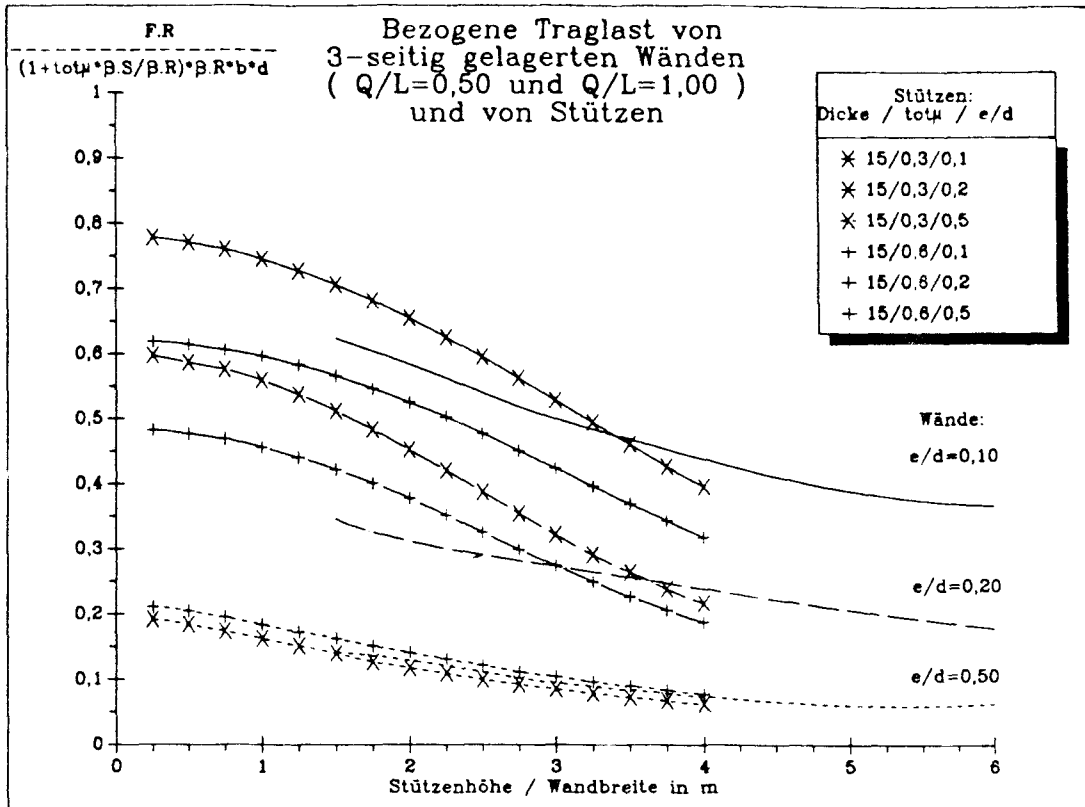


Bewehrungsgehalt:  $\mu_L = 0,6 \%$

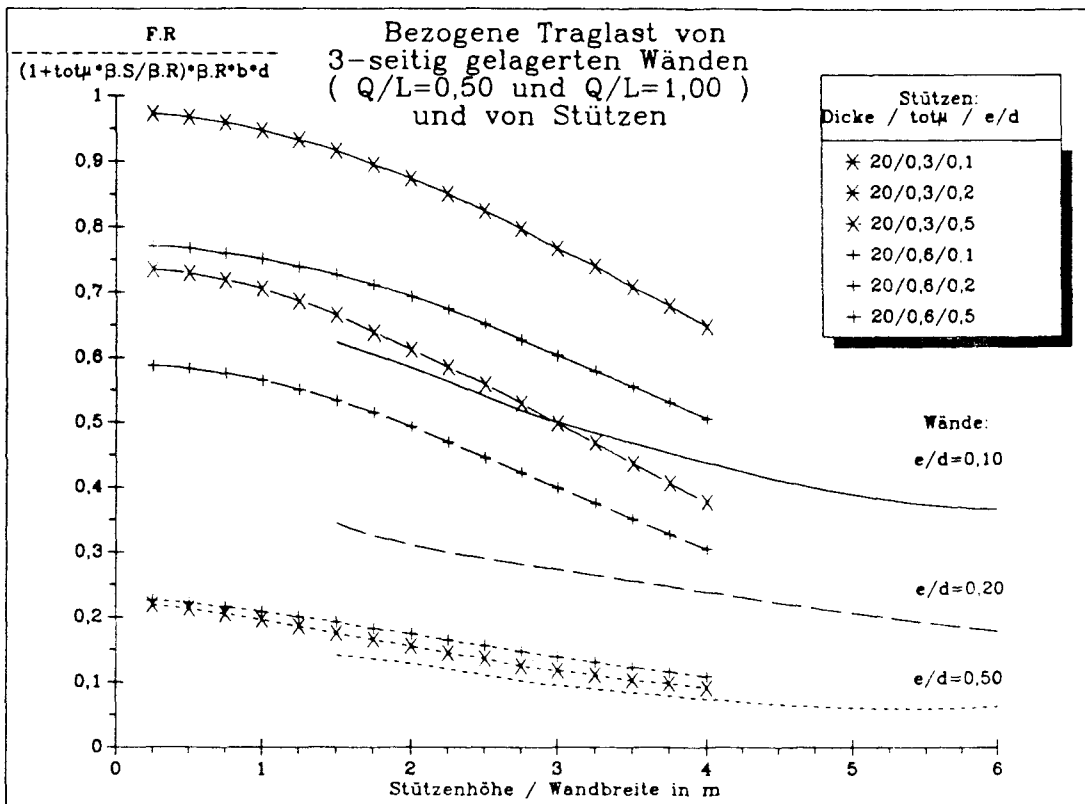
Bezogene Traglast von gelenkig gelagerten Stützen ( d = 0,20 m )  
in Abhängigkeit von der Stützhöhe

B I L D C 25

Stützenrechnungen

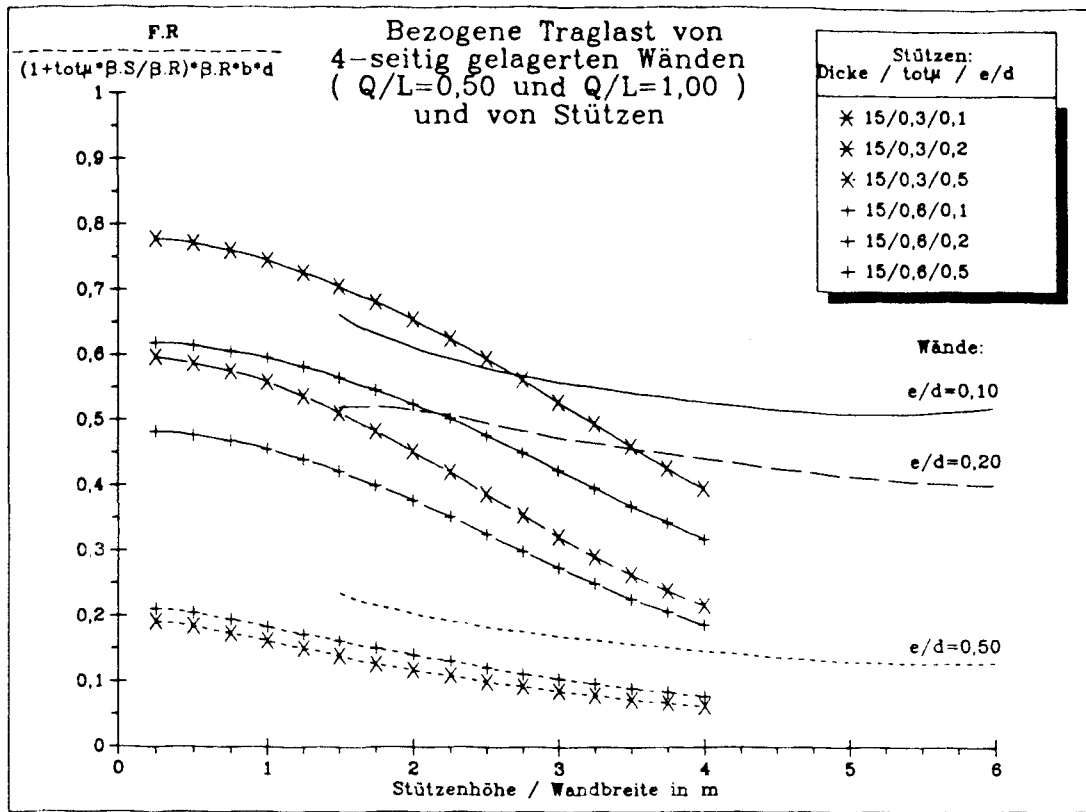


Stützendicke: d = 0,15 m

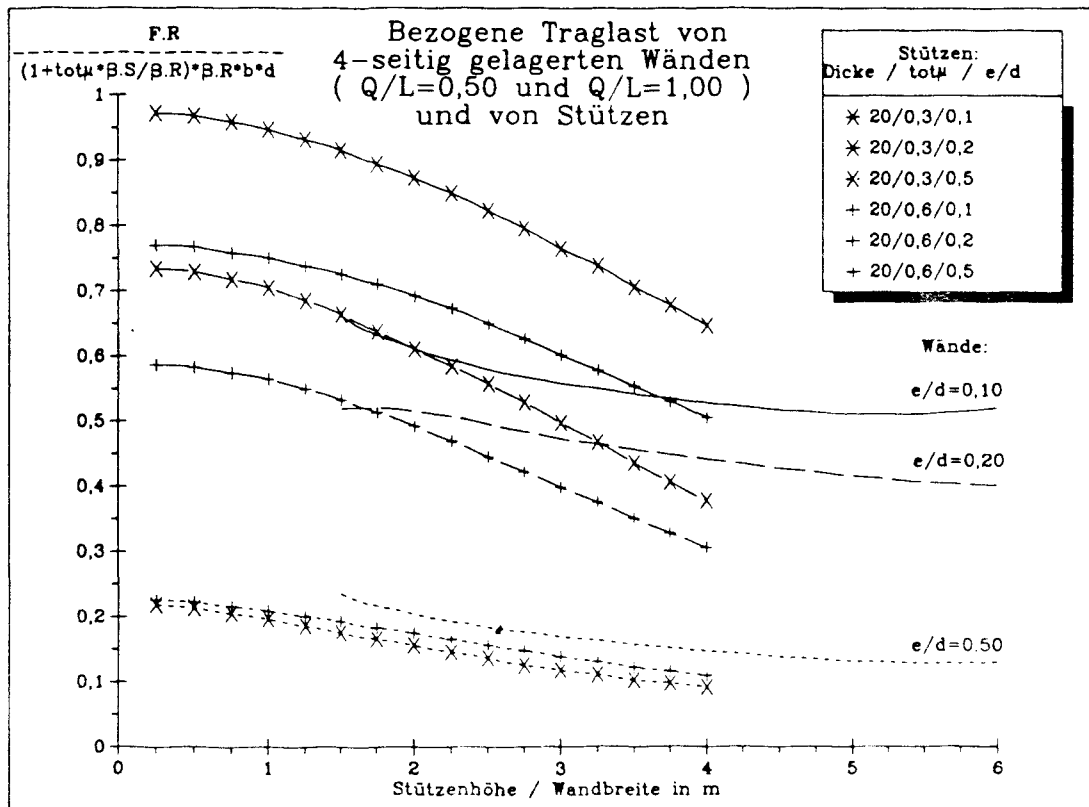


Stützendicke: d = 0,20 m

Bezogene Traglast von gelenkig gelagerten Stützen und 3-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Stützhöhe bzw. von der Wandbreite

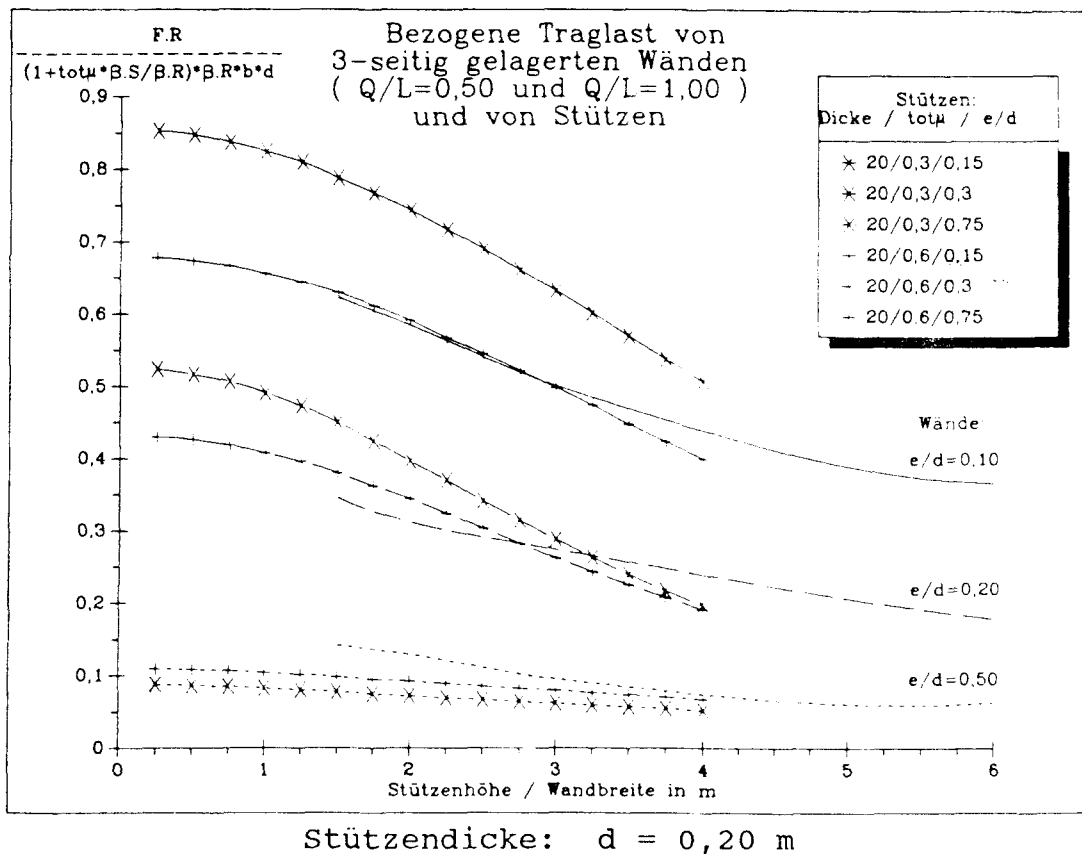
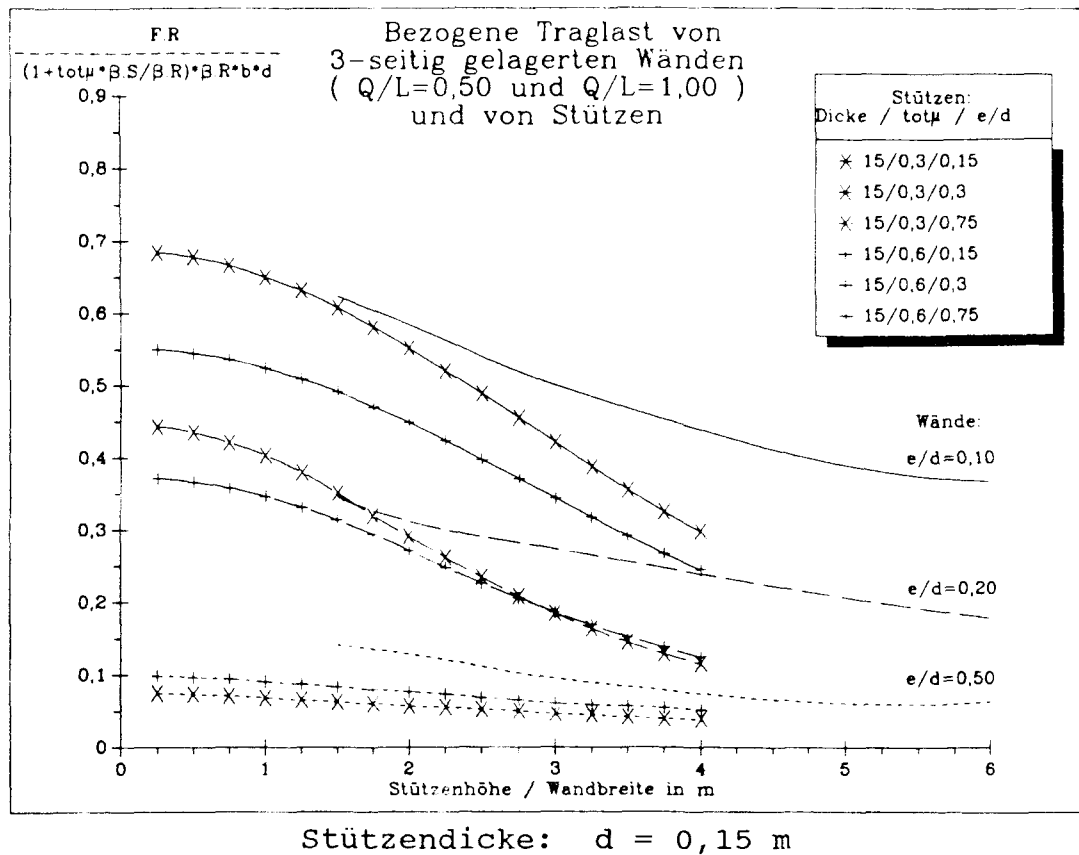


Stützendicke: d = 0,15 m

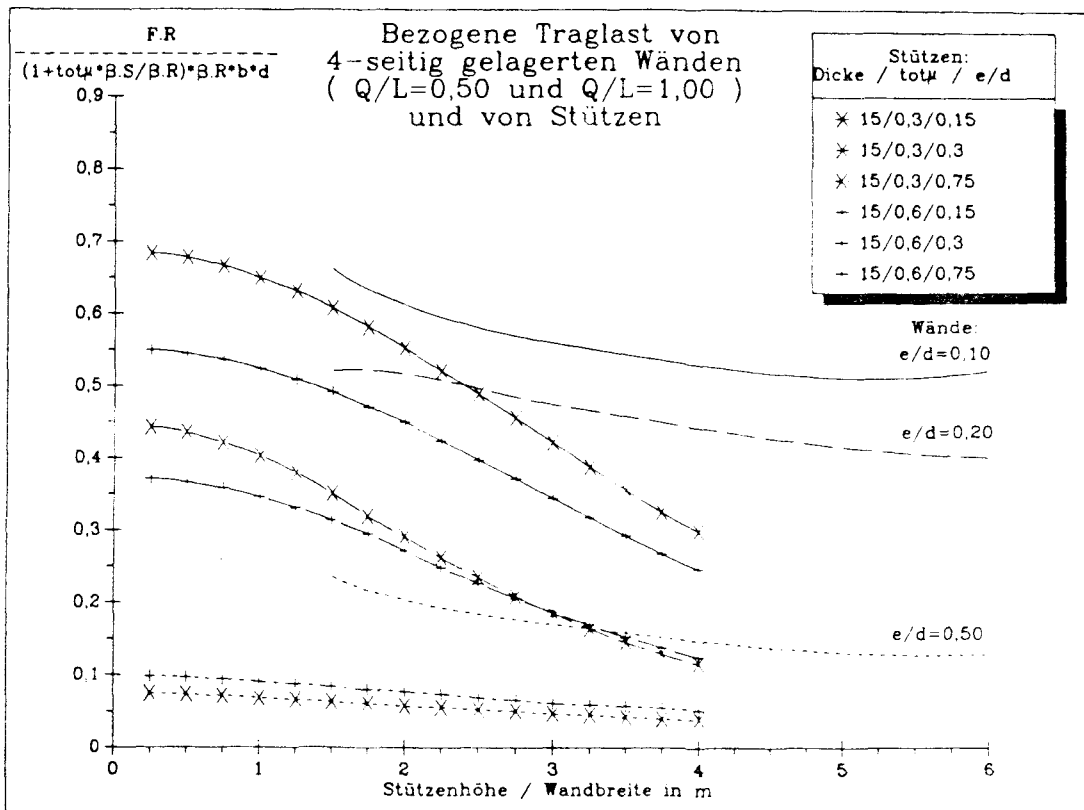


Stützendicke: d = 0,20 m

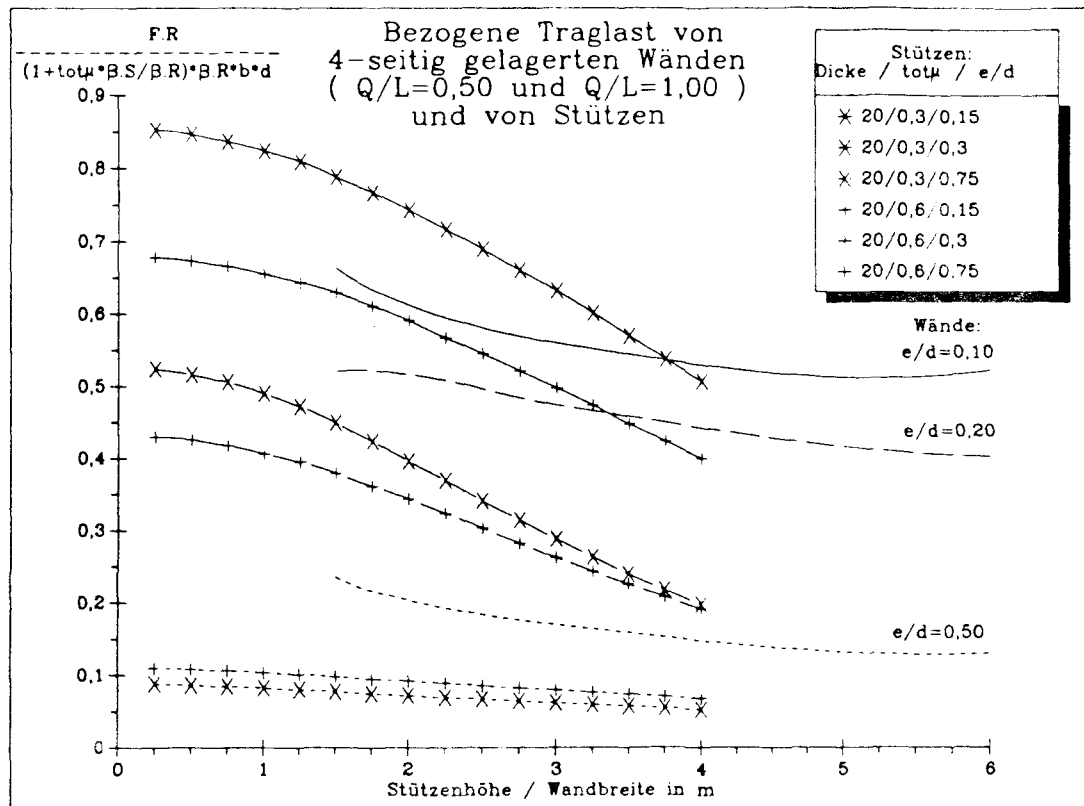
Bezogene Traglast von gelenkig gelagerten Stützen und 4-seitig  
gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Stützhöhe bzw.  
von der Wandbreite



Bezogene Traglast von gelenkig gelagerten Stützen und 3-seitig gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Stützhöhe bzw. von der Wandbreite



Stützendicke: d = 0,15 m



Stützendicke: d = 0,20 m

Bezogene Traglast von gelenkig gelagerten Stützen und 4-seitig  
gelagerten Wänden in Abhängigkeit von der Stützhöhe bzw.  
von der Wandbreite

Bezogene Traglast  $f_R$  [-]:

$$f_R = a_0 + a_1 \cdot x + a_2 \cdot x^2 + a_3 \cdot x^3$$

$a_0 - a_3$ : Regressionskoeffizienten

$r$ : Korrelationskoeffizient

e/d	$a_0$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$r$
0,10	0,702757	-0,024963	-0,0232	0,003002	-0,9751
0,20	0,540244	-0,188575	0,044992	-0,003936	-0,9760
0,50	0,138667	0,029963	-0,022618	0,002587	-0,8705

3-seitig gelagerte Wände

e/d	$a_0$	$a_1$	$a_2$	$a_3$	$r$
0,10	0,957207	-0,281801	0,064628	-0,004967	-0,7265
0,20	0,406869	0,156539	-0,063225	0,006161	-0,8896
0,50	0,41751	-0,174352	0,040057	-0,003169	-0,7241

4-seitig gelagerte Wände

Regressionskoeffizienten der kubischen Anpassungen von Wänden  
in Abhängigkeit von der Wandbreite  $b$

T A B E L L E C 15

Serienrechnungen W 1 - 240